

UNIVERSITATEA POLITEHNICĂ TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ

ING. CRĂILĂ ELENA
INCERC BUCUREȘTI

TEZĂ DE DOCTORAT

**"CONTRIBUȚII PRIVIND EFECTUL VARIAȚIEI FORȚELOR DE
PRETENSIONARE ASUPRA COMPORTĂRII STRUCTURILOR DIN
FERME DE CABLURI"**

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC
PROF. DR. ING. VICTOR GIONCU

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

624.498
181 Δ.

TIMIȘOARA
- 1998 -

Exprim deosebite mulțumiri conducătorului științific Prof. dr. ing. Victor Gioncu pentru deschiderea căii de elaborare a acestei teze prin organizarea concursului de admitere, a examenelor și susținerilor referatelor din cadrul stagiului și mai ales pentru îndrumarea de înaltă tinută științifică acordată la elaborarea și finalizarea tezei.

Mulțumesc de asemenea referenților științifici pentru atenția acordată, pentru sugestiile și aprecierile făcute.

Exprim mulțumiri conducerii I.V.C.E.R.C pentru atenția acordată acestui domeniu, special, cu lucrări de cercetare specifice și pentru sprijinul acordat în realizarea și finalizarea acestei teze.

Le mulțumesc colegilor de colectiv și laborator precum și celorlalți colegi din I.V.C.E.R.C cu care am colaborat de-a lungul activității mele în efectuarea studiilor teoretice și experimentale, precum și celor care mi-au acordat încredere și sprijin în realizarea și finalizarea acestei acțiuni. Mulțumesc de asemenea colegilor care m-au ajutat la redactarea lucrării.

Mulțumesc familiei mele pentru înțelegere și sprijin.

CUPRINS

1. INTRODUCERE	1
1.1. Generalități.....	1
1.1.1. Domenii de utilizare	1
1.1.2. Caracteristici tehnico-economice	1
1.2. Stadiul etapei actuale Necesități de dezvoltare a domeniului.1	
2. ELEMENTE DE ALCĂTUIRE ȘI CALCUL A STRUCTURILOR DIN FERME DE CABLURI	4
2.1. Alcătuirea ansamblului structural.....	4
2.1.1. Structura din ferme de cabluri.....	4
2.1.2. Structura de margine.....	4
2.1.3. Fundații.....	5
2.2. Alcatuirea fermei din cabluri.....	5
2.2.1. Tălpile fermei.....	6
2.2.2. Montați și diagonale.....	7
2.2.3. Noduri.....	7
2.2.4. Ancoraje	7
2.3. Alcătuirea învelitorii	8
2.4. Abateri limită	9
2.5. Exigențe de siguranță.....	9
2.6. Criterii de performanță.....	10
2.7. Calculul structurilor din ferme de cabluri la încărcări statice.12	
2.7.1. Operații componente	12
2.7.2. Etapele calculului.....	12
2.7.3. Încărcări considerate în calcul.....	12
2.7.4. Grupări de încărcări.....	13
2.7.5. Determinarea stărilor de efort și deplasare. Metodă simplificată de calcul.....	14
2.7.6. Verificarea capacității portante a elementelor.....	19
2.7.7. Calculul forțelor de strângere din noduri.....	20
2.7.8. Calculul manșonului de ancorare.....	21
2.7.9. Calculul lungimilor de tăiere a cablurilor.....	22
3. ASPECTE PRIVIND RĂSPUNSUL STRUCTURILOR DIN CABLURI LA SOLICITĂRI DINAMICE	23
3.1. Elemente specifice ce influențează răspunsul dinamic al structurilor din cabluri.....	23
3.2. Caracteristici de bază și modele dinamice ale structurilor...30	
3.2.1. Distribuția maselor. Ipoteze cinematice.....	30
3.2.2. Grade de libertate.....	31
3.2.3. Caracteristici inerțiale ale structurilor.....	31
3.2.4. Caracteristici de rigiditate pentru elemente și structuri. .32	

3.3. Modele adoptate pentru structuri ușoare tensionate	36
3.3.1. Determinarea matricii de rigiditate a barei curente de cablu.	
37	
3.3.2. Determinarea matricii de rigiditate pentru modelul adoptat.	
40	
3.3.3. Determinarea matricii de inerție.	41
3.3.4. Moduri proprii de vibrație.	42
3.3.5. Evaluarea efectelor fluctuante ale acțiunii vântului.	43
3.3.6. Determinarea componentei fluctuante.	44
3.3.7. Compunerea efectelor.	46
3.3.8. Descrierea programului de calcul.	46
3.4. Program de calcul pentru modelul spațial	47
3.4.1. Matricea de rigiditate	47
3.4.2. Determinarea matricii de inerție	50
3.4.3. Evaluarea efectelor acțiunii seismice	50
3.4.4. Recomandări suplimentare privind tehnica de calcul. ...	54
3.5. Aplicație a programului de calcul	56
3.5.1. Elemente constructive privind alcătuirea supratraversării.	
56	
3.5.2. Matricea de inerție	57
3.5.3. Grade de libertate dinamică	57
3.5.4. Matricea de rigiditate redusă	58
3.5.5. Valorile perioadelor caracteristice rezultate prin aplicarea	
programului de calcul	59
3.5.6. Stări de eforturi finale din grupări de încărcări	60
3.5.7. Valorile coeficienților de siguranță ai cablurilor	61
3.6. Determinări experimentale privind caracteristicile dinamice ale	
unui acoperiș suspendat aflat în exploatare. Comparatie cu valorile	
de calcul.	62
3.6.1. Metodologie de lucru	62
3.6.2. Echipamente de achiziție și prelucrare	63
3.6.3. Determinări experimentale	65
3.6.4. Prezentarea rezultatelor obținute	66
3.6.5. Considerații privind rezultatele obținute	67
3.6.6. Compararea rezultatelor obținute experimental cu cele	
obținute prin calcul.	68
4. ELEMENTE PRIVIND ANALIZA MODULUI DE COMPORTARE ÎN	
EXPLOATARE A STRUCTURILOR DIN FERME DE CABLURI ...	70
4.1. Aspecte specifice și factori ce influențează modul de comportare	
în exploatare a structurilor din cabluri.	70

4.2. Metodologia de analiză a comportării structurilor aflate în exploatare.....	71
4.3. Determinări experimentale, "in situ", referitoare la stările de eforturi.....	73
4.3.1. Etalonarea aparaturii utilizate la determinări experimentale "in situ".....	73
4.3.2. Mod de lucru pentru determinarea eforturilor "in situ".....	74
5. ANALIZE PRIVIND COMPORTAREA ÎN EXPLOATARE A UNOR STRUCTURI SUSPENDATE. ASPECTE REFERITOARE LA EXIGENȚELE DE SIGURANȚĂ ȘI EFECTE ÎN TIMP.....	75
5.1. Generalități.....	75
5.2. Analize efectuate pe structura acoperișului SĂLII POLIVALENTE DIN BUCUREȘTI.....	77
5.2.1. Obiectivele analizelor.....	77
5.2.2. Bănci de date rezultate din calcule și determinări experimentale.....	78
5.2.3. Concluzii rezultate din prelucrarea datelor.....	89
5.2.4. Reprezentarea grafică a rezultatelor analizelor.....	90
5.3. Analize efectuate pe acoperișul PATINOARULUI NATIONAL.....	113
5.3.1. Descrierea structurii.....	113
5.3.2. Banci de date.....	113
5.3.3. Concluzii rezultate din prelucrarea datelor.....	130
6. EFECTE ALE VARIAȚIEI FORȚELOR DE PRETENSIONARE ASUPRA COMPORTĂRII STRUCTURILOR DIN FERME DE CABLURI.....	136
6.1. Influența variației forței de pretensionare asupra caracteristicilor dinamice ale structurii.....	136
6.2. Influența variației forței de pretensionare asupra deplasărilor fermelor.....	144
6.3. Concluzii.....	146
7. CONCLUZII. CONTRIBUȚIILE AUTORULUI LA DEZVOLTAREA DOMENIULUI.....	148
BIBLIOGRAFIE.....	154

ANEXE

Anexa I REZULTATE OBȚINUTE PRIN APLICAREA
PROGRAMULUI DE CALCUL DINAMIC PENTRU
SUPRATRAVERSĂRILE RÂURILOR TROTUȘ ȘI SLĂNIC

Anexa II REZULTATELE DETERMINĂRILOR EXPERIMENTALE
PRIVIND CARACTERISTICILE DINAMICE ALE ACOPERIȘULUI
PATINOARULUI NAȚIONAL

Anexa III BĂNCI DE DATE REZULTATE DIN CALCULE ȘI
DETERMINĂRI EXPERIMENTALE PENTRU ACOPERIȘUL SĂLI
POLIVALENTE BUCUREȘTI

CONTRIBUȚII PRIVIND EFECTUL VARIAȚIEI FORȚELOR DE PRETENSIONARE ASUPRA COMPORTĂRII STRUCTURILOR DIN FERME DE CABLURI

1. INTRODUCERE

1.1. GENERALITĂȚI

1.1.1. DOMENII DE UTILIZARE

Acoperișurile suspendate, cu structura de rezistență alcătuită din ferme de cabluri se utilizează la realizarea construcțiilor cu caracter sportiv, industrial și social cultural cu următoarele destinații:

- săli de sport și expoziții;
- săli de spectacol și adunări publice;
- clădiri comerciale;
- construcții industriale și depozite, hangare și garaje etc;

1.1.2. CARACTERISTICI TEHNICO-ECONOMICE

Comparativ cu structurile realizate din metal sau beton structurile suspendate se caracterizează prin:

- greutate deosebit de redusă
- consum redus de metal
- timpi de montaj foarte reduși (0,28 ore/m²)
- ușurință la manipulare și transport.

Aceste caracteristici conduc la costuri de investiție reduse, în raport cu structurile amintite, făcându-le foarte avantajoase față de acestea.

Pentru exemplificare, în planșele 2.1 ÷ 2.2 sunt prezentați indicii de consumuri de materiale pentru structuri cu deschiderea de 60 m.

1.2. STADIUL ETAPEI ACTUALE NECESITĂȚI DE DEZVOLTARE A DOMENIULUI.

În țară, construcțiile suspendate au început să fie aplicate din anul 1969. Domeniile în care au fost aplicate aceste tipuri de structuri, la noi în țară, sunt: social – cultural și sportiv. Astfel, în acest sistem constructiv există: Sala Polivalentă București, Patinoarul Național București, Patinoarul Artificial Galați, Patinoarul Artificial Bacău.

Comportarea în exploatare a structurilor suspendate, existente, este influențată de:

- diminuarea în timp a forțelor de pretensionare din structură, față de situația de montaj, ca urmare a relaxării în timp, a cablurilor, dar și față de situația de proiect, ca urmare a abaterilor de la exigențele

impune execuției și montajului structurii. Această diminuare conduce la reducerea rigidității structurii și în consecință la un răspuns nefavorabil al acesteia, în special la solicitări dinamice. Diminuările forțelor de pretensionare pot conduce chiar la pierderea totală a calității de ansamblu pretensionat datorită subevaluării încărcărilor considerate în calcul sau a apariției unei încărcări excepționale neprevăzute;

- acțiunile beneficiarilor acestor structuri, care, modifică aspectul interior sau destinația structurii sau aduc modificări la hidroizolația acoperșului. Aceste acțiuni conduc la modificări ale încărcărilor gravitaționale, considerate inițial în proiectarea structurii și ca urmare, la modificarea eforturilor față de care s-a dimensionat structura și forța de pretensionare.
- majorarea încărcărilor provenite din vânt și zăpadă, datorită modificărilor STAS-urilor respective, ce are drept rezultat reducerea coeficienților de siguranță ai cablurilor și creșterea valorii forței de pretensionare, față de situația proiectată.

Ca urmare a celor expuse, structurile din ferme de cabluri, aflate în exploatare necesită verificări periodice din punct de vedere al respectării exigențelor de siguranță structurală, pe baza unei metodologii specifice de analiză, inexistentă până în prezent.

Calculul utilizat până în prezent rezolvă numai răspunsul structurii la încărcări statice.

Sensibilitatea la solicitări dinamice, datorită deplasărilor mari și lipsei de rigiditate a cablurilor impune necesitatea studierii răspunsului dinamic al structurilor din cabluri, în scopul evaluării forței de pretensionare, astfel încât rigiditatea structurii să conducă la realizarea, încă din faza de proiectare, a unui grad de siguranță acceptat și menținerea acestuia în timp.

Necesitățile, recente, de realizare a unor supratraversări cu deschideri foarte mari, 130 m, au adus în actualitate utilizarea structurilor suspendate. Astfel pentru traversarea râurilor Troțuș și Slănic a fost propusă o soluție constructivă din ferme de cabluri dispuse într-un ansamblu spațial ce susține patru conducte de saramură, pentru care autorul a fost solicitat la efectuarea calculului și dimensionarea acesteia.

Calculul privind dimensionarea și evaluarea forței de pretensionare pentru rigidizarea structurii, a impus luarea în considerare a efectelor dinamice provenite din vânt și seism, având în vedere sensibilitatea structurii la astfel de solicitări și necesitatea reducerii deplasărilor

Realizarea investițiilor noi cu un răspuns favorabil în exploatare necesită *fundamentarea exigențelor de siguranță* prin experimentări "in situ" pe structurile existente

În scopul rezolvării acestor necesități din domeniul structurilor suspendate, autorul a efectuat o serie de cercetări teoretice și experimentale.

Cercetările autorului au avut următoarele orientări:

- elaborarea de soluții-eficiente pentru structuri suspendate, din punct de vedere economic și care să-și păstreze în timp exigențele de siguranță proiectate;
- evidențierea aspectelor referitoare la comportarea în timp a structurilor aflate în exploatare în scopul fundamentării exigențelor impuse la proiectarea, execuția și montajul structurilor suspendate;
- analiza modului cum sunt respectate exigențele de siguranță, în condițiile reale ale geometriei, încărcărilor și stărilor de eforturi din structurile aflate în exploatare, în scopul elaborării unei metodologii de analiză a siguranței acestora și a stabilirii măsurilor necesare pentru reabilitarea modului lor de comportare;
- analiza modului de comportare la solocități dinamice a structurilor suspendate, în scopul elaborării unor programe de calcul care să introducă în dimensionarea elementelor și forței de pretensionare efectele acestor solocități.

Autorul a valorificat rezultatele cercetărilor sale prin elaborarea "Ghidului de proiectare și urmărire a comportării în exploatare a acoperișurilor din ferme de cabluri".

În plus autorul a răspuns solicitărilor unor beneficiari de construcții aflate în exploatare, pentru efectuarea de determinări experimentale și analize prin calcul, în vederea evaluării capacității portante și forței de pretensionare în condițiile unor noi încărcări gravitaționale rezultate din reparații sau modificări ale aspectului interior.

De asemenea autorul a efectuat, la solicitarea proiectantului ICPM Cluj, calculul și dimensionarea pentru o nouă investiție, realizată dintr-un ansamblu spațial de ferme de cabluri, utilizată pentru supratraversarea râurilor Trotuș și Slănic, pentru patru conducte de saramură.

Având în vedere conținutul său, prezenta lucrare constituie o valorificare a rezultatelor cercetărilor efectuate de autor, ce răspunde necesităților din domeniu.

2. ELEMENTE DE ALCĂTUIRE ȘI CALCUL A STRUCTURILOR DIN FERME DE CABLURI

2.1. ALCĂTUIREA ANSAMBLULUI STRUCTURAL.

Ansamblul structural, prin care se transmit încărcările de la acoperișul suspendat, la teren, se compune din:

- structura din ferme de cabluri, pe care reazemă învelitoarea;
- structura de contur, în care se ancorează fermele;
- fundațiile.

2.1.1. STRUCTURA DIN FERME DE CABLURI.

Structura din ferme de cabluri se alcătuiește din ferme dispuse paralel sau radial, funcție de conturul suprafeței ce se acoperă.

Configurația geometrică a structurii din ferme, care imprimă și configurația geometrică a învelitorii, poate fi:

- concavă (ex. pl. 2.1)
- concav - convexă (ex. pl 2,2).

funcție de tipul de ferme utilizate la alcătuirea acestora.

Stabilirea distanțelor dintre ferme (traveile) se face având în vedere dimensiunile panourilor de tablă ale învelitorii.

Stabilirea gabaritelor interioare se face avându-se în vedere deplasările mari, sub încărcări, ale fermelor (de ordinul zecilor de centimetri).

2.1.2. STRUCTURA DE MARGINE.

Structura de margine, în care se ancorează fermele acoperișului este alcătuită din grinzi longitudinale, drepte sau ovale (funcție de conturul construcției) și stâlpi sau cadre transversale. Structura de margine se realizează din elemente de beton armat, beton precomprimat sau metal.

În conceperea structurii de margine trebuie să se aibă în vedere faptul că prin ea se transmit, la fundații, eforturi orizontale mari, rezultate la nivelul acoperișului, din solicitările fermelor din cabluri. Având în vedere acest motiv, în alcătuirea structurii de margine se prevăd tiranți metalici, realizați din cabluri sau elemente din beton precomprimat, capabile să preia întinderile datorate solicitărilor fermelor.

2.1.3. FUNDAȚII

Fundațiile stâlpilor se realizează din beton. Ele pot fi prefabricate (fundații pahar) sau monolite.

Fundațiile tiranților supuși solicitărilor de întindere, pot fi de tipul fundațiilor grele, care preiau solicitările prin greutatea lor sau de tipul fundațiilor care lucrează prin antrenarea conului de pământ de deasupra lor

Ancorajele utilizate sunt de tipul ancorajelor cu manșon și compoziție turnată.

2.2. ALCATUIREA FERMEI DIN CABLURI.

Ferma din cabluri este alcătuită dintr-un ansamblu de elemente flexibile și rigide ce se grupează în următoarele părți componente:

- tălpile fermei: portantă și întinzătoare;
- diagonale și montanți, ce asigură conlucrarea dintre cele două tălpi;
- nodurile, prin care se realizează legătura tălpilor cu montanții și diagonalele (ex. pl. 2.3+2.6)

Configurația geometrică a fermei poate fi:

- concavă, când talpa portantă, de tip concav, constituie în întregime talpa superioară a fermei (ex. pl.2.1)
- concav- convexă, când talpa întinzătoare, de formă convexă se află pe o porțiune a lungimii ei (zona centrală), deasupra tălpilor portante (ex. pl.2.2).

Parametrii geometrici ai fermei (deschiderea L și săgețile f_1 și f_2 ale celor două tălpi) trebuie să fie corelați în rapoarte optime, corespunzătoare transmiterii raționale a încărcărilor la și între tălpile fermei .

Astfel:

- pentru talpa portantă se consideră următoarele valori optime:
 $f_1 = L/12 \dots\dots L/17$
- pentru talpa întinzătoare se consideră următoarele valori optime:
 $f_2 / L = 1/17 \dots\dots 1/25;$
- raportul optim dintre săgețile celor două tălpi ,este:
 $\rho = f_2 / f_1 = 0,85.$

în care, conform fig. 2.3.1:

- L - deschiderea fermei;
- f_1 - săgeata tălpilor portante la centrul ei;
- f_2 - săgeata tălpilor întinzătoare, la centrul ei.

2.2.1. TĂLPILE FERMEI

Tălpile fermei pot fi alcătuite din: cabluri, toroane sau fascicole paralele de cabluri sau toroane.

Talpa portantă a fermei se compune din unul sau mai multe cabluri, continui între reazeme, solidarizate cu elemente de prindere (plăcuțe și șuruburi) în dreptul nodurilor fermei. Ea are rolul de a prelua încărcările provenite din greutatea proprie a acoperișului, zăpadă, vânt și variațiile de temperatură.

Talpa portantă a fermei are configurația geometrică de tip concav. Talpa întinzătoare a fermei poate fi alcătuită din unul sau mai multe cabluri, continui între reazeme, solidarizate cu elemente de prindere (plăcuțe și șuruburi) în dreptul nodurilor fermei. Ea are rolul de a prelua încărcările ascensionale provenite din vânt, variația de temperatură și asigură stabilitatea fermei.

Talpa întinzătoare a fermei are configurație geometrică de tip convex. Prin ea se introduce în fermă forța de prețensionare necesară pentru rigidizarea acesteia.

Alegerea tipului de cablu cu care se alcătuiesc tălpile fermei se face având în vedere:

- satisfacerea condițiilor de siguranță structurală;
- considerente de ordin economic: simplificarea operațiilor de solidarizare și reducerea volumului de lucrări referitoare la tensionările la sol a cablurilor fermei.

Tipurile de materiale utilizate sunt cuprinse în tabelul 2.1.

LISTA STANDARDELOR PENTRU CABLURI ȘI SÂRME DIN OȚEL

Nr. crt.	Denumirea	Nr. STAS (indicativ)
1.	Sârmă de oțel trefilată pentru cabluri de tracțiune.	1298 - 89
2.	Cabluri din oțel, noțiuni și clasificare.	1710 - 75
3.	Cabluri din oțel. Cabluri construcție simplă. Forme și dimensiuni (dat în anexa IV).	1513 - 80
4.	Cabluri din oțel. Condiții tehnice.	1352 - 91
5.	Cabluri din oțel. Cabluri compuse, duble, construcție normală. Forme și dimensiuni.	1353 - 86
6.	Cabluri din oțel. Cabluri compuse, duble, construcție combinată. Forme și dimensiuni.	1689 - 80
7.	Cabluri din oțel. Cabluri compuse, construcție triplă. Forme și dimensiuni.	2693 - 80
8.	Cabluri din oțel. Cabluri compuse, duble, flexibile. Forme și dimensiuni.	1553 - 80
9.	Cabluri din oțel. Cabluri plate. Forme și dimensiuni.	1559 - 80

Se recomandă utilizarea cablurilor de construcție simplă executate conform STAS - 1513/80 (Anexa IV),care se găsesc gata confecționate.

2.2.2. MONTAȚI ȘI DIAGONALE.

Montanții și diagonalele fermei transmit încărcările de la o talpă la alta a fermei. Aceste elemente se confecționează din cabluri (elemente flexibile), sau din oțel profilat (elemente rigide).

Montanții și diagonalele fermelor de tip convex și concav-convex trebuie să fie elemente rigide. In aceste cazuri ele transmit forța de pretensionare de la talpa întinzătoare la talpa portantă, fiind supuse eforturilor de compresiune.

Montanții și diagonalele fermelor de tip concav pot fi elemente flexibile sau rigide. In acest caz ele transmit forța de pretensionare de la talpa întinzătoare la talpa poartantă, fiind supuse eforturilor de întindere.

Diagonalele fermelor din cabluri au rol în stabilizarea structurii la solicitări nesimetrice.

2.2.3. NODURI

Nodurile fermei din cabluri sunt ansambluri de elemente metalice prin intermediul cărora se face legătura dintre:

- cablurile componente ale fiecărei tălpi;
- tălpile, montanții și diagonalele fermei;
- tălpile fermei și structura de margine.

Legătura dintre cablurile componente ale unei tălpi și dintre talpă, montanți și diagonale se face în cadrul aceluiași nod. Pl. 2.5 și pl. 2.6, exemplifică, prin tipurile de noduri prezentate, modul de îmbinare între elementele componente ale fermei.

In dreptul nodurilor, cablurile tălpilor fermei se învelesc într-o folie de aluminiu, cupru sau neopren, de 2 mm grosime. Aceasta mărește coeficientul de frecare din nod.

Nodurile marginale ale fermei, (pl.2.3÷2.4) situate la capetele celor două tălpi ale fermei din cabluri, fac legătura dintre fermă și structura de margine. Aceste noduri se compun din:

- elemente fixate pe capetele cablurilor tălpilor, denumite ancoraje
- elemente fixate în structura de margine;

2.2.4. ANCORAJE

Ancorajele sunt elemente metalice ce se fixează pe capetele cablurilor fermei în scopul prinderii lor, de structura de margine.

Corpul ancorajului se realizează dintr-un manșon metalic, cu partea interioară prelucrată diferit, pe două zone:

- zona prelucrată sub forma unui con, cu conicitatea cuprinsă între 1:5 și 1:7. Acest con se umple cu aliaj, prin turnare, în momentul fixării manșonului pe cablu.

- zona filetată, în care se înfiletează bridele sau tijele de legătură cu structura de margine .

Pentru turnarea manșoanelor pe cabluri se utilizează următoarele aliaje:

- pentru cablurile alcătuite cu sârme de diametrul , $\phi < 3$ mm, se utilizează compoziția de tipul: Y Pb Sn 10.

- pentru cablurile alcătuite cu sârme de diametrul, $\phi \geq 3$ mm, se utilizează compozițiile de tipul:

- ZnT Sn 8 Sb 4

- Zn T Sn 3 Sb 11

- ZAMAC 1 (Zn AL 4 Cu 1 TC/ STAS 6925/2-88)

2.3. ALCĂTUIREA ÎNVELITORII

Invelitorile acoperișurilor suspendate pretensionate (pl.2.7;2.8) trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

- să fie ușoare;

- să poată prelua deplasările mari ale structurii flexibile alcătuită din ferme de cabluri.

Invelitoarea unui acoperiș suspendat poate fi alcătuită din următoarele elemente:

- tablă profilată (cutată), zincată, stabilită pe bază de calcul, funcție de încărcările pe care le suportă și deschidere. Tabla poate fi tratată cu acoperiri de protecție suplimentară, peliculară. Suprapunerile dintre panouri se etanșază cu cordoane de chit elastoplastic;

- termoizolație, din vată minerală 140 (minim), în grosime minimă de 50 mm ,fixată mecanic, eventual lipită în puncte cu adezivi la rece;

- hidroizalație, cu alungire mare la rupere:

- foi bituminate cu bitum aditivat cu SBS și armat cu voal sau țesătură poliesterică (deformația la rupere minim 35%);

- foi polimerice (EPDM,PVC, etc. cu deformația la rupere minim 140%).

Prinderile tablei, de cablurile pe care se sprijină, se fac cu șuruburi, tije filetate sau bride și piulițe, la distanță de două ondule . Ele se calculează funcție de încărcările transmise de învelitoare.

Închiderile la frontoane trebuie alcătuite astfel încât să se asigure etanșeitatea și să se evite deteriorările pereților de închidere care sunt rigizi și nu pot prelua deplasările mari ale învelitorii.

Racordarea învelitorii la fronton se realizează conform detaliilor din planșa 2.8

2.4. ABATERI LIMITĂ

Abaterile limită admise la execuția structurilor cu ferme din cabluri, se înscriu în condițiile prevăzute de STAS 767/0 - 88 , pentru piesele metalice și în condițiile normativului C 140-86, anexa 3, pentru elementele de beton armat.

2.5. EXIGENȚE DE SIGURANȚĂ *

Pentru a fi apte pentru utilizarea prevăzută, acoperișurile cu ferme din cabluri trebuie să corespundă următoarelor exigențe:

- exigențe de siguranță structurală;
- exigențe de funcționalitate;
- exigențe de durabilitate;

Prin exigențele de siguranță structurală se are în vedere evitarea cedării unor elemente componente ale structurii, sau a structurii în ansamblul ei, care ar pune în pericol viața sau sănătatea oamenilor și integritatea unor bunuri materiale

Siguranța structurală implică exigențele privind rezistența și stabilitatea structurii .

Condițiile de rezistență se referă la evitarea pierderii capacității portante a secțiunilor elementelor.

Condițiile de stabilitate se referă la evitarea cedărilor prin pierderea formei și poziției structurii sau elementelor acesteia.

Exigențele privind funcționalitatea în exploatare se referă la evitarea unor deformații și deplasări excesive ale căror efecte ar putea să împiedice exploatarea normală a construcției. Asemenea efecte sunt:

- deteriorarea unor elemente nestructurale: pereți de închidere, hidroizolații, termoizolații;
- deteriorarea elementelor sau instalațiilor prinse de structură, a dotărilor interioare, etc.

Exigențele de durabilitate exprimă condițiile necesare pentru a asigura funcționalitatea construcției pe toată durata exploatării acesteia, prin evitarea deteriorării premature, în urma unor procese fizice, chimice sau biologice. Aceste exigențe se referă la evitarea pericolului coroziunii.

2.6. CRITERII DE PERFORMANȚĂ.

Exigențele de performanță se reprezintă prin criterii de performanță exprimate sub forma stărilor limită. Ele definesc limitele dincolo de care structura nu mai poate satisface exigențele specifice destinației stabilite.

Pentru structurile din cabluri se consideră următoarele stări limită:

- starea limită ultimă, caracterizată prin epuizarea capacității portante a unor elemente componente ale structurii;
- starea limită a exploatării normale, caracterizată prin apariția unor deformații sau deplasări statice sau dinamice, peste limitele admisibile.

Apariția stării limită ultime se poate datora următoarelor cauze: variabilitatea caracteristicilor materialelor, deformarea structurii de margine, variația încărcărilor, variabilitatea condițiilor de lucru a elementelor.

Starea limită a exploatării normale apare ca urmare a pierderii calității de ansamblu pretensionat a structurii provenită din suprapunerea dezavantajoasă a :

- acțiunii excepționale neprevăzute.
- variabilității stării inițiale de efort (din pretensionare și greutate permanentă);
- variației în timp a caracteristicilor de rigiditate a materialelor;
- aproximațiilor introduse prin calcul;
- tehnologiei de montaj;
- calității execuției;
- modificărilor geometrice.

Asigurarea capacității de rezistență a structurii se exprimă prin satisfacerea inegalității:

$$S_{\max} \leq R_{\min}$$

pentru toate elementele componente ale structurii, în care:

S_{\max} - este efortul secțional reprezentat prin valoarea maximă corespunzătoare nivelului de probabilitate (siguranță) acceptat al efectului încărcărilor asupra unei secțiuni, funcție de parametrii aleatori ai încărcărilor;

R_{\min} - este valoarea minimă corespunzătoare nivelului de probabilitate (siguranță) acceptat al capacității de rezistență al secțiunii, funcție de mărimile aleatoare ale rezistenței materialelor, ale dimensiunilor elementelor, etc.

Nivelul de analiză a siguranței structurale este nivelul “N₁”, corespunzător procedurii semiprobabilistic în care se acceptă analiza separată a efortului secțional, S_{max}, și a capacității de rezistență secțională, R_{min}.

Considerând relația de corelare, $R'' / S^c = c \geq 2$ dintre rezistența normată și cea de calcul a cablului, condiția de asigurare a capacității de rezistență pentru cablurile componente ale fermelor, este:

$$R'' / S^c = c \geq 2$$

în care:

S^c - este efortul maxim sau efortul de calcul din cablu, datorat acțiunii încărcărilor.

Rⁿ - este rezistența normată a cablului cuprinsă în instrucțiunile de specialitate funcție de tipul și diametrul cablului.

c - este coeficientul de siguranță al cablului.

Limitele de variație a valorii coeficientului de siguranță a cablurilor este: $2 < c < 3$. Aceste limite rezultă din expresia coeficienților de corelare a rezistenței de calcul a cablului cu rezistența normată a lui.

Astfel:

$$R^c = \gamma_e \gamma_c (R'' / \gamma_m), \text{ în care:}$$

γ_e = coeficient al condițiilor de lucru al elementului, cu valoarea:

$$\gamma_e = 0,8 \dots 0,85$$

γ_c = coeficientul condițiilor de lucru al materialelor, cu valoarea:

$$\gamma_c = 0,75 \dots 0,80$$

γ_m = coeficient al materialului, cu valoarea: $\gamma_m = 1,15 \dots 1,30$.

Dacă se consideră și un coeficient “n” pentru supraîncărcare, atunci:

$$R^c = (\gamma_e \gamma_c / n \gamma_m) R''$$

Stabilitatea structurilor din ferme de cabluri se asigură prin pretensionare.

Pentru asigurarea stabilității, forța de pretensionare introdusă în structură, trebuie să conducă la satisfacerea următoarei inegalități:

$$S_p \geq |\bar{S}|, \text{ unde:}$$

S_p - sunt eforturile rezultate în elementele fermei ca urmare a acțiunii forței de pretensionare;

\bar{S} - sunt eforturile de compresiune, maxime, rezultate în elementele fermei ca urmare a acțiunii încărcărilor.

Limitarea deplasărilor se poate impune prin creșterea valorii forței de pretensionare astfel încât să se poată îndeplini condiția:

$$\Delta_{\max} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

unde:

Δ_{\max} deplasările maxime ale fermei corespunzătoare grupărilor de încărcări;

Δ_{adm} deformațiile maxime ale elementelor susținute de fermă.

2.7. CALCULUL STRUCTURILOR DIN FERME DE CABLURI LA ÎNCĂRCĂRI STATICE.

2.7.1. OPERAȚII COMPONENTE

Calculul fermelor din cabluri cuprinde următoarele operații:

- determinarea încărcărilor;
- determinarea stărilor de efort și deplasare;
- realizarea condițiilor de siguranță structurală prin:
 - a) dimensionarea elementelor la capacitatea portantă;
 - b) evaluarea forței minime de pretensionare.

2.7.2. ETAPELE CALCULULUI

Calculul structurilor se efectuează în ipoteza stărilor limită (capitol 2) și se desfășoară în două etape:

- a) predimensionare, ce se desfășoară pe baza unor metode de calcul simplificate în vederea evaluării aproximative a valorii forțelor minime de pretensionare și a caracteristicilor geometrice ale elementelor componente ale fermelor, ce constituie datele de intrare necesare pentru calculul cu precizie ridicată;
- b) reevaluarea stărilor de eforturi și deplasări, din încărcări prin calcul automatizat de ordin II, cu considerarea valorii forței de pretensionare și a caracteristicilor geometrice determinate în faza de predimensionare și verificarea condițiilor de siguranță structurală referitoare la capacitatea portantă și stabilitatea structurii din ferme.

2.7.3. ÎNCĂRCĂRI CONSIDERATE ÎN CALCUL.

Încărcările permanente cuprind:

- greutatea elementelor de construcție cu caracter permanent (învelitoare, elemente de construcție pentru iluminare naturală, instalații suspendate de structură);
- forțele de pretensionare.

Valorile normate ale încărcărilor permanente datorate greutateii elementelor de construcție și coeficienții corespunzători ai încărcărilor

se determină conform prevederilor standardelor de încărcări (STAS 10101/1-78).

Valorile forțelor de pretensionare se determină din condiția ca eforturile din elementele fermei să fie pozitive în orice situație de încărcare. Astfel, dacă " \bar{S} " sunt eforturi de compresiune rezultate din încărcări, și " S_p " sunt eforturile datorate pretensionării, se pune condiția:

$$S_p \geq |\bar{S}|$$

Valoarea normată a forței de pretensionare se determină cu formula:

$$S_p'' = k_p'' |\bar{S}|, \text{ în care:}$$

$$k_p'' = 1,15 \dots 1,20$$

Valoarea de calcul a forței de pretensionare se determină cu formula:

$$S_p^c = k_p^c S_p'',$$

în care, coeficientul acțiunii, k_p^c , este:

- pentru starea limită a exploataării normale: $k_p^c = 0,9$;
- pentru starea limită ultimă: $k_p^c = 1,1$.

Încărcarea cu zăpadă (p_z) se consideră în calcul conform STAS 10101/21 - 92. Schemele de încărcare cu zăpadă pentru acoperișurile executate din ferme de cabluri se indică în pl.2.9. Proiectantul poate lua în considerare și alte ipoteze de distribuție a încărcării din zăpadă rezultate din studii de specialitate.

Evaluarea acțiunii vântului se efectuează conform STAS 10101/20-90. Pentru acoperișurile din ferme suspendate, valorile coeficientului " C_v " sunt indicate în pl.2.9. Proiectantul poate lua în considerare și alte ipoteze de distribuție a încărcării din vânt, poate solicita efectuarea de studii în tunel pentru aprecierea acțiunii vântului cât mai aproape de condițiile reale.

2.7.4. GRUPĂRI DE ÎNCĂRCĂRI.

Grupările de încărcări, specifice structurilor din cabluri, se realizează conform prevederilor generale ale STAS 10101/0 - 75 și STAS 10101/0A - 77 și tabelului 2.3.1.

Tabelul 2.3.1.

Stări limită considerate	Grupări de încărcări	
	Grupări fundamentale	Grupări speciale
Stări limită ultime	P	P
	P+Z	P+Ze
	P+V	P+Ve
	P+T	P+T
	P+Z+V	P+Ze+Ve
	P+Z+T	P+Ze+T
	P+V+T	P+Ve+T
	P+Z+V+T	P+Ze+Ve
Stări limită ale exploataării normale	P+T ^(*)	
	P+Z	
	P+T ^(*) +V (sucțiune)	

în care:

- P - încărcări permanente;
- Z- încărcări cu zăpadă conform STAS 10101/21-1992;
- V- încărcări datorate vântului, conform STAS 10101/20-90;
- T- încărcări datorate variațiilor pozitive și negative de temperatură;
- Ze și Ve- încărcări provenite din zăpadă și respectiv , vânt, rezultate din studii de specialitate.

2.7.5. DETERMINAREA STĂRILOR DE EFORT ȘI DEPLASARE. METODĂ SIMPLIFICATĂ DE CALCUL

Stările de eforturi și deplasări din structurile cu ferme din cabluri, caracterizate prin deplasări mari sub încărcări, trebuie determinate prin calcul de ordinul II (calcul cu precizie ridicată).

Datele de intrare în calculul de ordin II, referitoare la caracteristicile geometrice ale elementelor și la valoarea forței de pretensionare se evaluează prin metode simplificate de calcul:

- metoda Schleyer [65], bazată pe echilibrul firelor, la nivelul tălpilor fermelor, în ipoteza deplasărilor mici (nu se iau în considerare alungirile cablurilor după pretensionare);
- metoda echilibrului nodurilor și secțiunilor utilizată pentru calculul fermelor rigide (calcul ca la fermele din elemente rigide metalice);

Prin metoda aproximativă Schleyer se pot evalua: eforturile din tălpi (în proiecție orizontală, "H_i") și montanți(N_i) deplasarea nodului central, în planul fermei(u_p) și forța de pretensionare (în proiecție orizontală, "H_{i,0}"). Calculul se poate efectua pentru încărcări simetrice pe geometrii simetrice ale fermelor.

Calculul cu precizie ridicată se poate desfășura considerând separat structura acoperișului și structura de rezemare, sau considerând întreg ansamblu format din aceste două structuri.

Caracteristicile geometrice (diametre, secțiuni) și mecanice ale elementelor se stabilesc utilizând, următoarele prescripții:

- pentru cabluri, standardele în vigoare referitoare la cabluri din oțel dintre care se recomandă cablurile de construcție simplă, STAS 1513 - 80

- pentru elementele metalice rigide, prescripțiile în vigoare referitoare la profile, tole laminate, profile subțiri, țevi.

Rigiditățile elementelor componente ale fermelor se evaluează în ipoteza solicitării lor la eforturi axiale. Rigiditatea unui element este:

$$K = EA / L, \text{ în care:}$$

E - modulul de elasticitate la tracțiune, a elementului. Valoarea modulului de elasticitate, pentru cabluri, este cuprinsă între $1,6 \cdot 10^7$ N/cm² și $1,8 \cdot 10^7$ N/cm². Pentru calculul exact, modulul de elasticitate al cablurilor se determină experimental, conform anexei II.

A - suprafața secțiunii elementului;

L - lungimea elementului

Metodă simplificată (aproximativă) pentru calculul static al fermelor din cabluri - Metoda Schleyer.

Calculul se desfășoară pe fiecare fermă a structurii.

Sucesiunea operațiilor în cadrul acestei metode este:

I. Se aleg caracteristicile geometrice și de rigiditate ale structurii (orientativ se pot utiliza diagramele din pl.C1÷C5)

Pentru aprecierea secțiunii cablurilor se poate utiliza formula:

$$F_{nec} = c(pL^2 / 8f), \text{ în care:}$$

c = coeficientul global de siguranță estimat, $2 < c < 3$, al cablului;

p = încărcarea uniform distribuită cu valoare maximă pe deschidere;

- pentru cablul portant, p = suma încărcărilor din: greutate proprie, zăpadă, vânt (presiune);

- pentru cablul întinzător, p = cu încărcarea provenită din suțțiunea vântului.

L = deschiderea cablului;

f = săgeata cablului;

F_{nec} = forța necesară cu care se determină, din STAS, tipul de cablu.

II. Se stabilesc încărcările.

III. Se calculează valorile sistemului

IV. Se calculează eforturile convenționale din tălpi, \overline{H}_i și montanți \overline{N}_i , precum și deplasările u_j , provenite din fiecare tip de încărcare (pentru talpa portantă \overline{H}_i devine \overline{H}_1 , pentru talpa întinzătoare, \overline{H}_i devine \overline{H}_2)

V. Se calculează eforturile convenționale din tălpi, $\overline{H}_{i,j}$ și montanți $\overline{N}_{i,j}$ din grupările de încărcări și deplasările corespunzătoare, prin suprapunere.

VI. Se calculează valoarea minimă a forței de pretensionare din condiția :

$$H_{i,0} \geq \left| \overline{H}_{i,j} \right|$$

în care:

$H_{i,0}$ - este efortul de pretensionare rezultat în una din cele două tălpi $H_{1,0}$ sau $H_{2,0}$

$\overline{H}_{i,j}$ - este efortul maxim, negativ, convențional, rezultat în una din cele două tălpi, corespunzător grupurilor de încărcări .

VII. Se determină starea de efort finală din tălpi și montanți, suprapunând valorile forțelor de pretensionare, peste valorile eforturilor convenționale rezultate din ipotezele de încărcare, calculate în etapa V.

$$H_{1,0} \geq \overline{H}_{1,j} + H_{1,0}$$

$$H_{2,0} \geq \overline{H}_{2,j} + H_{2,0}$$

$$N_i = \overline{N}_{i,j} + N_{i,0}$$

Calculul deplasărilor "u" în ipotezele de încărcare se realizează prin suprapunerea deplasărilor, u_j , corespunzătoare fiecărui tip de încărcare ce intră în alcătuirea respectivei ipoteze. Pentru starea de nul (încărcare, cu forța de pretensionare) deplasarea $u_i = 0$).

VIII. Verificarea capacității portante a cablurilor

Formule simplificate de calcul

a) Valorile sistemului

- Coeficienți dependenți de geometrie:

$$k_1 = y_1'' = 8f_1 / L_1^2$$

$$k_2 = y_2'' = 8f_2 / L_2^2$$

în care:

L_1, L_2 - deschiderile tălpii portante, respectiv întinzătoare (fig.3.1):

f_1, f_2 - săgețile tălpii portante, respectiv întinzătoare (fig.3.1).

y''_1, y''_2 - derivatele funcțiilor de formă a firelor, corespunzătoare celor două tălpi, în raport cu axa y a sistemului de referință x, y, z (fig.3.1)

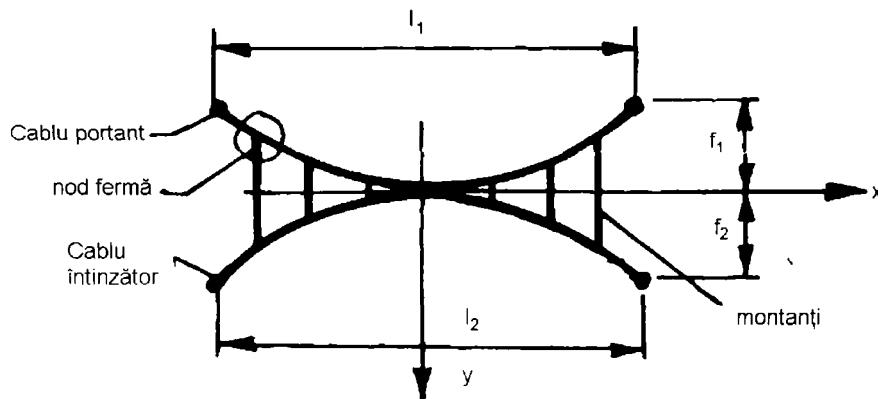


FIG. 2.3.1

$$\rho = k_2 / k_1$$

pentru cazul $L_1 = L_2$ rezultă: $\rho = f_2 / f_1$

$$\xi_1 = 4f_1 / L_1$$

$$\xi_2 = 4f_2 / L_2$$

În tabelul 2.3.2 se dau valorile λ în funcție de ξ .

Tabelul 2.3.2

ξ	λ
0,00	1,000
0,02	
0,04	
0,06	
0,08	
0,10	
0,12	1,0072
0,14	1,0098
0,16	1,0128
0,18	1,0163
0,20	1,0201
0,22	1,0244
0,24	1,0290
0,26	1,0341
0,28	1,0397
0,30	1,0456

624.490/181

ξ	λ
0,32	1,0520
0,34	1,0588
0,36	1,0660
0,38	1,0737
0,40	1,0819
0,42	1,0905
0,44	1,0996
0,46	1,1091
0,48	1,1191
0,50	1,1296

- Coeficienții de rigiditate:

$$\Phi_1 = E_1 \cdot A_1 / (L_1 \cdot \lambda_1)$$

$$\Phi_2 = E_2 \cdot A_2 / (L_2 \cdot \lambda_2)$$

$$\varphi = \Phi_2 / \Phi_1$$

în care: A_1, A_2 - secțiunea tălpilor fermelor;

E_1, E_2 - modulele de elasticitate ale cablurilor tălpii portante respectiv întinzătoare.

- Coeficienți pentru calcul eforturilor

$$W_1 = 1 / (1 + \varphi \rho^2);$$

$$W_2 = \varphi \rho^2 / (1 + \varphi \rho^2);$$

b) Eforturi

b.1) Din încărcări simetrice.

Eforturi convenționale datorate acțiunii sarcinilor verticale simetrice, uniform distribuite, p_y ;

$$\overline{H_{1,p}} \cong W_1 (p_y / k_1)$$

$$\overline{H_{2,p}} \cong -W_2 (p_y / k_2) \cong -\varphi \rho \overline{H_{1,p}}$$

$$\overline{N_{3,p}} \cong W_1 \cdot p_{2,y} - W_2 \cdot p_{1,y}$$

în care:

$p_y = p_{1,y} + p_{2,y}$, este încărcarea uniform distribuită, simetrică;

$p_{1,y}$ și $p_{2,y}$, sunt încărcările aplicate pe cablul 1 sau 2;

$\overline{N_{3,p}}$ este efortul în montanți.

b.2) Eforturi convenționale datorate acțiunii temperaturii t :

$$\overline{H_{1,t}} = W_1 \rho \eta_2 + W_2 \cdot \eta_1$$

$$\overline{H_{2,t}} = W_1 \eta_2 + (W_2 / \rho) \cdot \eta_1 = 1 / \rho \cdot \overline{H_{1,t}}$$

$$\overline{N_{3,t}} = \overline{H_{1,t}} \cdot k_1$$

în care:

$$\eta_1 = E_1 \cdot (A_1 / L_1) \cdot \int_0^{L_1} \alpha_1 \Delta t dx$$

$$\eta_2 = E_2 \cdot (A_2 / L_2) \cdot \int_0^{L_2} \alpha_1 \Delta t dx$$

în care:

α_1 - coeficientul de dilatație termică al cablului

b.3) Starea de efort datorată forțelor de pretensionare:

$$H_{1,0} / H_{2,0} = \rho$$

c. *Deplasări*

Deplasarea maximă u , ce se dezvoltă la jumătatea deschiderii se calculează conform relațiilor de mai jos, în funcție de tipul încărcărilor, astfel:

c.1) deplasarea datorată acțiunii sarcinilor p_y

$$u_p \cong [1,5 \cdot 1 / (k_1^2 \cdot L_1 \cdot \Phi_1)] \cdot W_1 \cdot p_v$$

c.2) deplasarea datorată acțiunii temperaturii, t :

$$u_p \cong [1,5 \cdot \lambda_1 / (k_1^2 \cdot E_1 \cdot A_1)] \cdot [W_1 (\eta_1 - \rho \eta_2) / L_1]$$

2.7.6. VERIFICAREA CAPACITĂȚII PORTANTE A ELEMENTELOR.

Pentru verificarea caracteristicilor geometrice considerate se impune condiția de asigurare a capacității de rezistență a elementelor componente ale fermei și anume:

$$S^e \leq R^c, \text{ în care:}$$

S^c - este efortul secțional, de calcul, din elemente sau efortul maxim rezultat din încărcări;

R^c - este capacitatea de rezistență a elementului sau rezistența minimă a lui.

Pentru elementele rigide ce intră în componența fermei capacitatea de rezistență a acestora se determină conform normelor corespunzătoare (10108/0 - 78, etc.).

Pentru elementele fermei, realizate din cabluri verificarea la capacitatea de rezistență se efectuează utilizând formulele:

$$R^c / S^c = c,$$

$$2 \leq c \leq 3, \text{ în care:}$$

R^n - este rezistența normată a cablului, cuprinsă în STAS 1513- 80 (anexa IV);

S^c - este efortul de calcul din cablu, ce reprezintă efortul maxim rezultat din încărcări;

c - este coeficientul de siguranță al cablului.

Dacă nu se verifică relațiile de la punctul 3.6.3, se reiau calculele cu considerarea altor elemente.

2.7.7. CALCULUL FORȚELOR DE STRÂNGERE DIN NODURI

Asamblarea elementelor în nodurile fermelor se realizează prin strângere cu șuruburi de înaltă rezistență.

Forțele de strângere din nod, importante pentru asigurarea geometriei fermei, se calculează funcție de forțele de lunecare maxime, rezultate în nod, din stările de eforturi și de coeficientul de frecare.

Forța de strângere calculată se verifică experimental pe prototipuri de noduri.

Forța de strângere N_s , realizată de un șurub, preântins cu forța N_t se calculează cu formula:

$$N_s = n_f \mu N_t, \text{ unde;}$$

n_f = numărul de secțiuni de lunecare;

μ = coeficient de frecare;

$$N_t = m \sigma_c A_0, \text{ unde:}$$

$m = 0,7$ pentru șuruburi din grupa de calitate 10,9 și

$m = 0,8$ pentru șuruburi din grupa de calitate 8,8

A_0 = suprafața secțiunii de calcul a șurubului la filet calculată pe baza diametrului mediu :

$d_0 \approx 0,89 d$, unde d = diametrul nominal al filetului

σ_c = efort unitar de curgere

În cazul frecării dintre cablu și oțel, coeficientul de frecare $\mu = 0,12$. Pentru cazul frecării, când între cablu și placa de oțel se intercalează o cămașă de aluminiu, coeficientul de frecare crește, putând fi luat în calcul, 0,13 - 0,16.

Pentru a se ține cont de micșorările diametrului cablurilor, datorate alungirilor sub încărcări, forța de strângere, necesară, din nod se calculează majorând cu 30% forța de strângere rezultată experimental.

Forța de strângere din nod se introduce cu chei dinamometrice. Momentul de strângere necesar se determină experimental. Momentul de strângere calculat are valori mai mici cu 25% ÷ 55% față de cel experimental.

Momentul de strângere pentru un șurub se calculează cu formula:

$$M_s = K_1 d N_t, \text{ în care:}$$

$$K_1 = 0,2$$

d =diametrul nominal al șurubului

N_t =forța de preîntindere din șurub

2.7.8. CALCULUL MANȘONULUI DE ANCORARE.

Pentru predimensionarea manșonului se utilizează datele cuprinse în planșele 11 și 12, funcție de diametrul cablului ce trebuie manșonat.

Ancorajul se verifică la următoarele tipuri de solicitări, provenite din forța de tracțiune a cablului:

- presiunea pe pereții manșonului;
- forfecarea aliajului.

Condiția de rezistență la presiunea pe pereții manșonului se exprimă prin relația:

$$p_{ef} = cp_1 \leq \sigma_{r,r}, \text{ unde:}$$

p_1 - este presiunea specifică pe pereții manșonului, exprimată prin relația:

$$p_1 = S^{max} / A \sin \alpha \text{ unde:}$$

S^{max} - este efortul maxim de tracțiune al cablului rezultat din calcul

A - este aria laterală a conului

$A = [\pi l(d_1 + d_2)]/2$, unde : l, d_1, d_2 rezultă din tipul de ancoraj ales (conform pl. 11 și 12)

$l=l_3$ conf pl.19; $l=l_2$ conf pl. 20

c - este coeficientul de siguranță la presiunea pe pereții manșonului
 $c= 1,5$

σ_r - este rezistența minimă la rupere a materialului din care este realizat manșonul ancorajului

p_{ef} - este presiunea specifică, efectivă pe pereții ancorajului.

Condiția de rezistență a aliajului la forfecare se exprimă prin relațiile:

$\tau_{ef} < \tau_{af}$, sau $l_{nec} < l$, în care:

τ_{ef} - este efortul unitar de forfecare rezultat în aliaj, datorită efortului maxim, S^{max} , de tracțiune din cablu

$$\tau_{ef} = S^{max} / A ; \text{ unde :}$$

$A = [\pi l(d_1 + d_2)]/2$ (aria laterală a conului ancorajului)

τ_{af} - este rezistența minimă la forfecare a aliajului. Pentru aliajul tip ZAMAC, rezistența la forfecare este: $\tau_{af} = 12.5 \div 20 \text{ N/mm}^2$

2.7.9. CALCULUL LUNGIMILOR DE TĂIERE A CABLURILOR.

Lungimile de tăiere a cablurilor se determină după efectuarea releveului structurii de margine și a pozițiilor reale ale bridelor sau punctelor de prindere a fermelor de structura de margine.

Calculul lungimilor de tăiere a cablurilor se efectuează având în vedere următoarele:

- geometria fermelor, în stadiul de pretensionare (stadiul de “nul”) reprezintă geometria considerată în calcul;
- alungirea cablului (dependentă de elasticitatea lui, determinată experimental), sub acțiunea eforturilor din pretensionare;
- rezervele necesare pentru reglarea piulițelor pe șurubul bridei de ancorare astfel încât să fie posibilă tensionarea cablului;
- modul de alcătuire a nodului ,marginal care prin elementele rigide (tije bride, urechi, grosimi de grinzi, stâlpi) intervin în compensarea ori micșorarea lungimilor de tăiere.

Calculul lungimilor de tăiere a cablurilor, pentru situația când prinderile marginale se realizează în sistemul cu urechi și bride, conform pl. CL.1, se efectuează astfel

$$L_T = \frac{L'_0}{1 + \varepsilon_0}; \quad L'_0 = L_0 - 2l$$

$$L_0 = D_m \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{h}{D_m} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{h}{D_m} \right)^4 \right]$$

$$h = \left(\frac{D_m}{2} \right)^2; \quad a = \frac{4f}{L^2}$$

unde:

D_m -deschiderea reală a cablului (distanță măsurată pe șantier)

L_0 -lungimea necesară (în stadiu de “nul”) pentru asigurarea formei suprafeței

h -săgeata necesară (în stadiu de “nul”) pentru asigurarea formei suprafeței

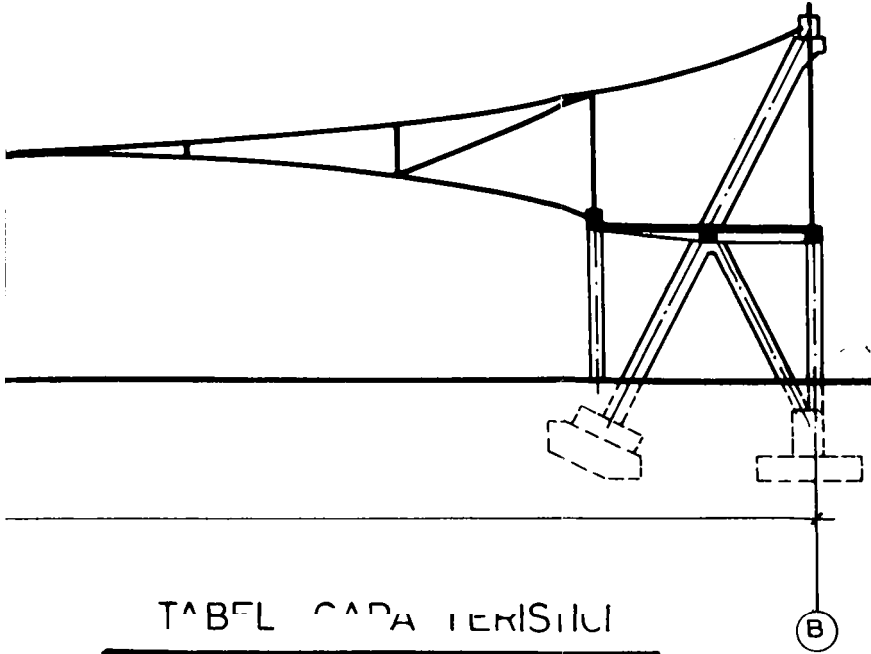
L'_0 -lungimea totală a cablului (în stadiul de “nul”) în funcție de alungirea specifică a cablului

ε -alungirea specifică a cablului la efortul de pretensionare (valoare determinată experimental)

L_T -lungimea de tăiere a cablului

f -săgeata cablului considerată în calculul stărilor de eforturi în cablu

L -deschiderea cablului considerată în calculul eforturilor



TABEL CADA TERISILUI

Denumirea elementului		Consum specific		Greutate kg/m ²	
		Metal kg/m ²	Beton m ³ /m ²		
Structura scoperii	Cabluri	2,14	—	3,75	
	Noduri	1,00			
	Ancoraje	0,41			
	Montanți+diagonale	0,20			
Înălțator	Tablă cutată	8,40	—	8,40	
Grindă marginală	I Grindă metalică	6,44	—		
	II Grindă beton armat	1,13	0,009	20,60	
Element rețemar	Tirant(cabluri)	0,94	—	0,94	
	Stalpi b.a.	4,96	0,036	83,49	
Planșeu(inclusiv grindă)		2,82	0,028	67,20	
Fundatii		7,27	0,121	—	
TOTAL	Grindă marginală	I	34,58	0,185	172,22
		II	29,27	0,194	186,49

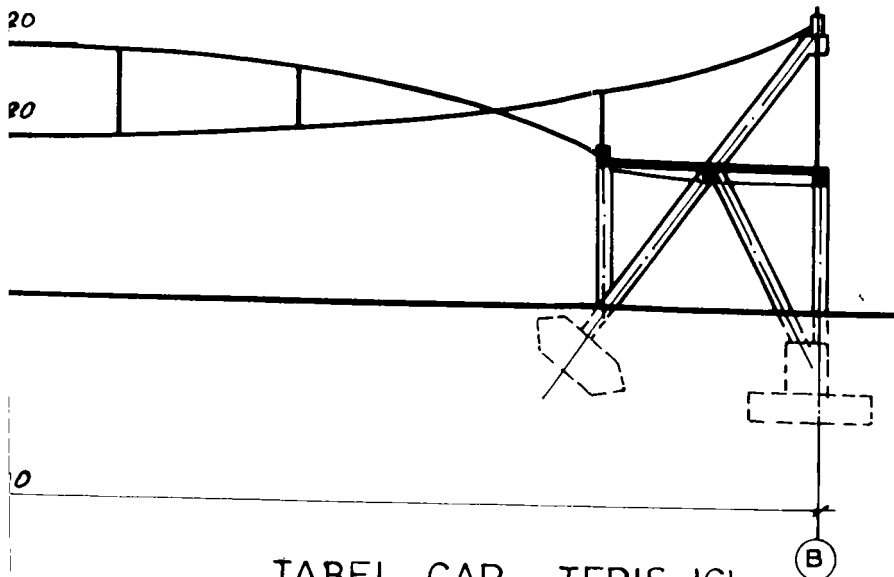
Notă:

- Suprafața desfășurată 450 m²
- Volumul închis 7,40 m³/m²
- Încărcări de calcul: idem pl. 1

ACOPERIS CU FERME
CONCAVE
DESCHIDERE - 60 m

PLANSA 2.1

A

TABEL C^AR_A TERISIICI

Denumirea elementului		Consum specific		Greutate	
		Meta/ kg/m ²	Beton m ³ /m ²	kg/m ²	
Structura de acoperiș	Cabluri	2,80	—	4,10	
	Noduri+montanji	1,80			
	Ancoraje	0,30			
Structura de ventilație	Tablă cutată	8,40	—	8,40	
Grindă marginală	I Brindă metalică	6,45	—	6,45	
	II Grindă beton armat	1,21	0,0087	21,60	
Element rezemare	Tirant(cabluri)	0,80	—	0,80	
	Stâlpi b.a.	4,80	0,0333	34,00	
Planșeu (inclusiv grindă)		2,85	0,0285	71,00	
Fundatii		7,25	0,120	—	
TOTAL	Grindă marginală	I	34,65	0,102	127,95
		II	29,41	0,191	18990

A

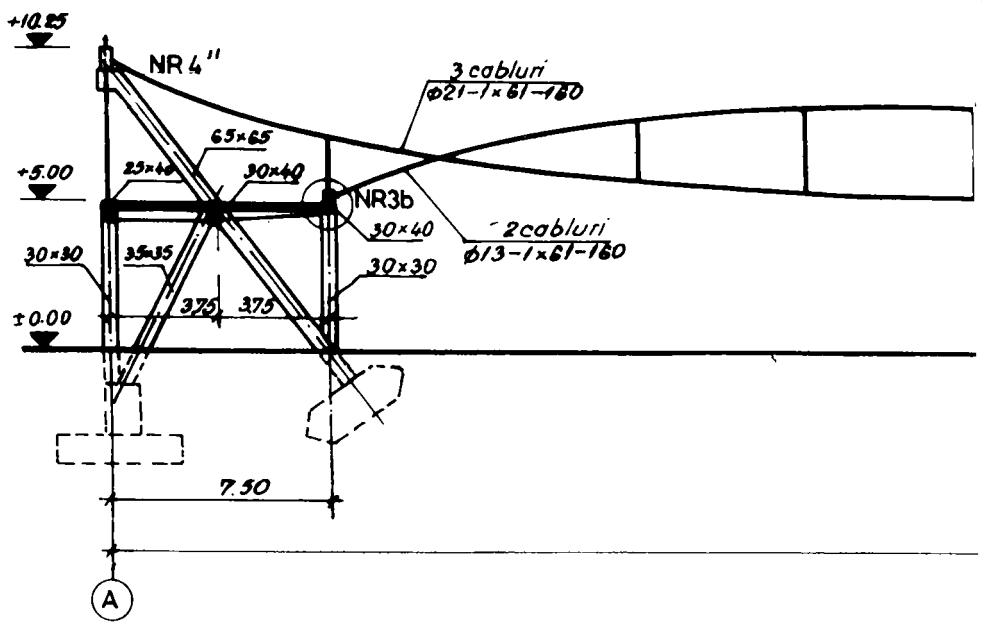
1 m²
i m³/m²
pl. 1

ACOPERIS CU FERME CONCAV CONVEXE
DESCHIDERE -60m

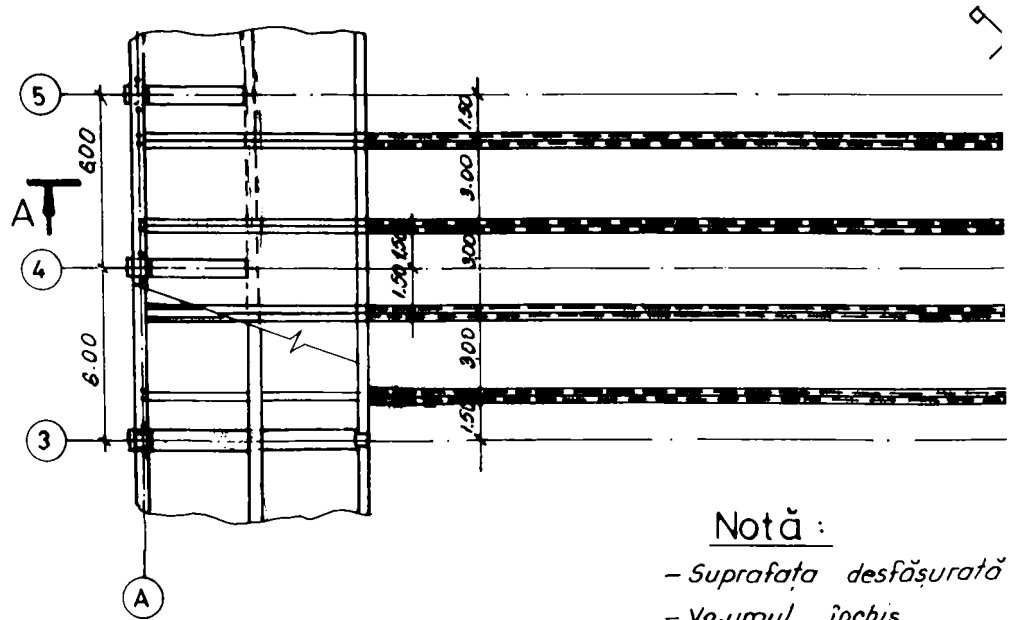
PLANSA 2.2.

BUPT

A



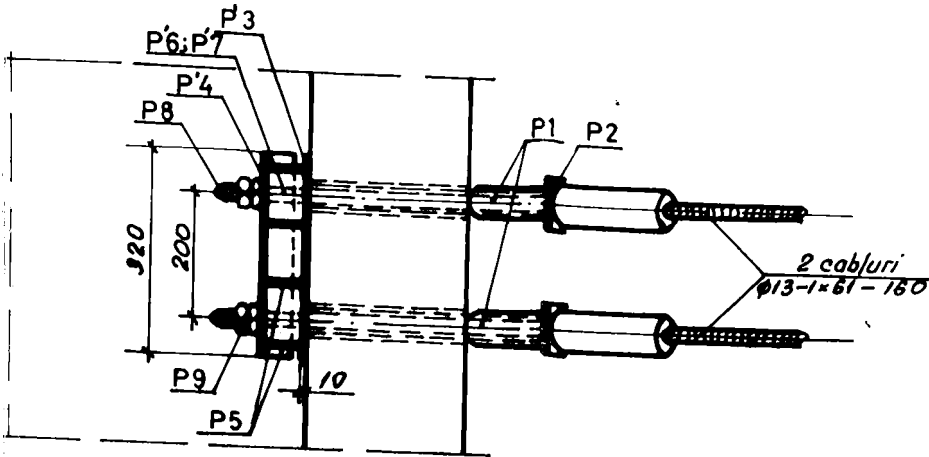
VEDERE PLAN



Notă :

- Suprafața desfășurată
- Vo.umul închis
- Încărcări de calcul : c

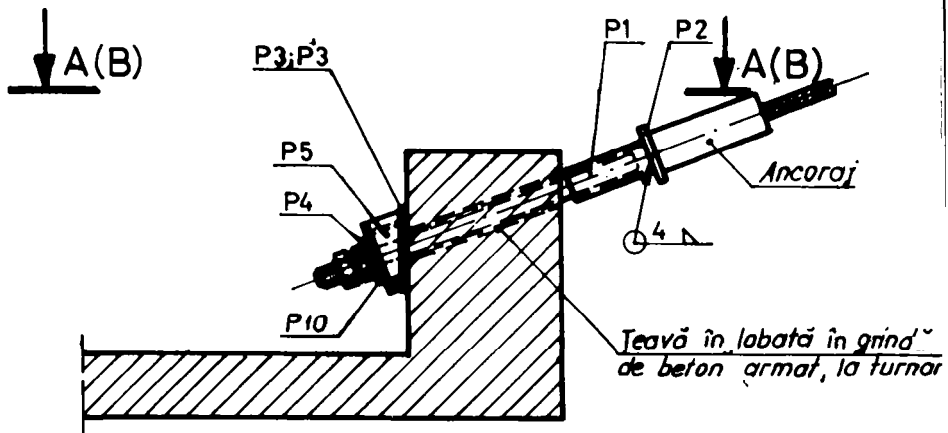
(B) — (B)



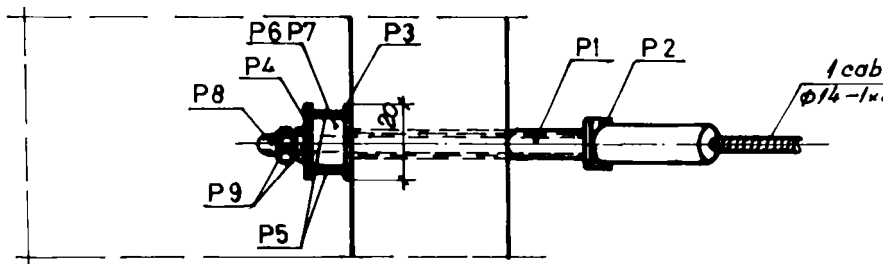
NR 3 B

Poz.	Denumirea	Nr. buc.	Dimensiuni (mm)	Lung. (m)	Greutate (kg)		
					pe buc.	total	
P1	Element I	2	185x6 Ø38x7	0,200	1,070	2,140	
P2	Placă I	2	80x8	0,080	0,400	0,800	
P3	Placă II	1	140x10	0,320		3,520	
P4	Placă III	1	120x10	0,320		3,000	
P5	Rigidizare I	4	120x8	0,235	0,350	1,400	
P6	Rigidizare II	3	50x8	0,085	0,287	0,800	
P7	Rigidizare III	3	25x8	0,085	0,133	0,400	
P8	Bulon M24	2		0,630	2,250	4,500	
P9	Pulita M24	4			0,097	0,400	
P10	Șaibă	2			0,030	0,060	
TOTAL							17,020

DETALIU NOD MARGINAL; NR3A(B)



A-A

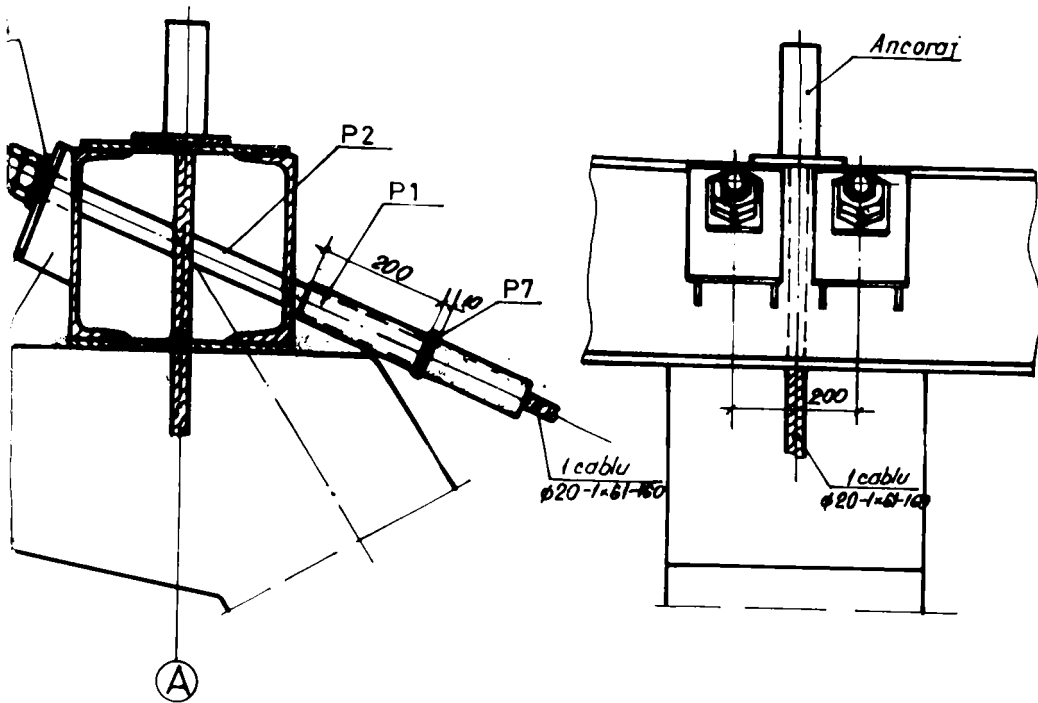


NR 3 A

Poz.	Denumirea	Nr. buc.	Dimensii (mm)	Lung. (m)	Greutate pe buc.	Total
P1	Element	1	Teavă Ø 38 x 7	0,200		1,070
P2	Placă I	1	80 x 8	0,060		0,400
P3	Placă II	1	120 x 10	0,160		1,320
P4	Placă III	1	120 x 10	0,120		1,130
P5	Rigidizare I	2	120 x 8	0,065	0,350	0,700
P6	Rigidizare II	1	50 x 8	0,083		0,860
P7	Rigidizare III	1	25 x 8	0,083		0,130
P8	Bulon M24	1		0,630		2,250
P9	Puliță M24	2		0,097		0,194
P10	Saibă	1				0,030
TOTAL						7,484

A - A

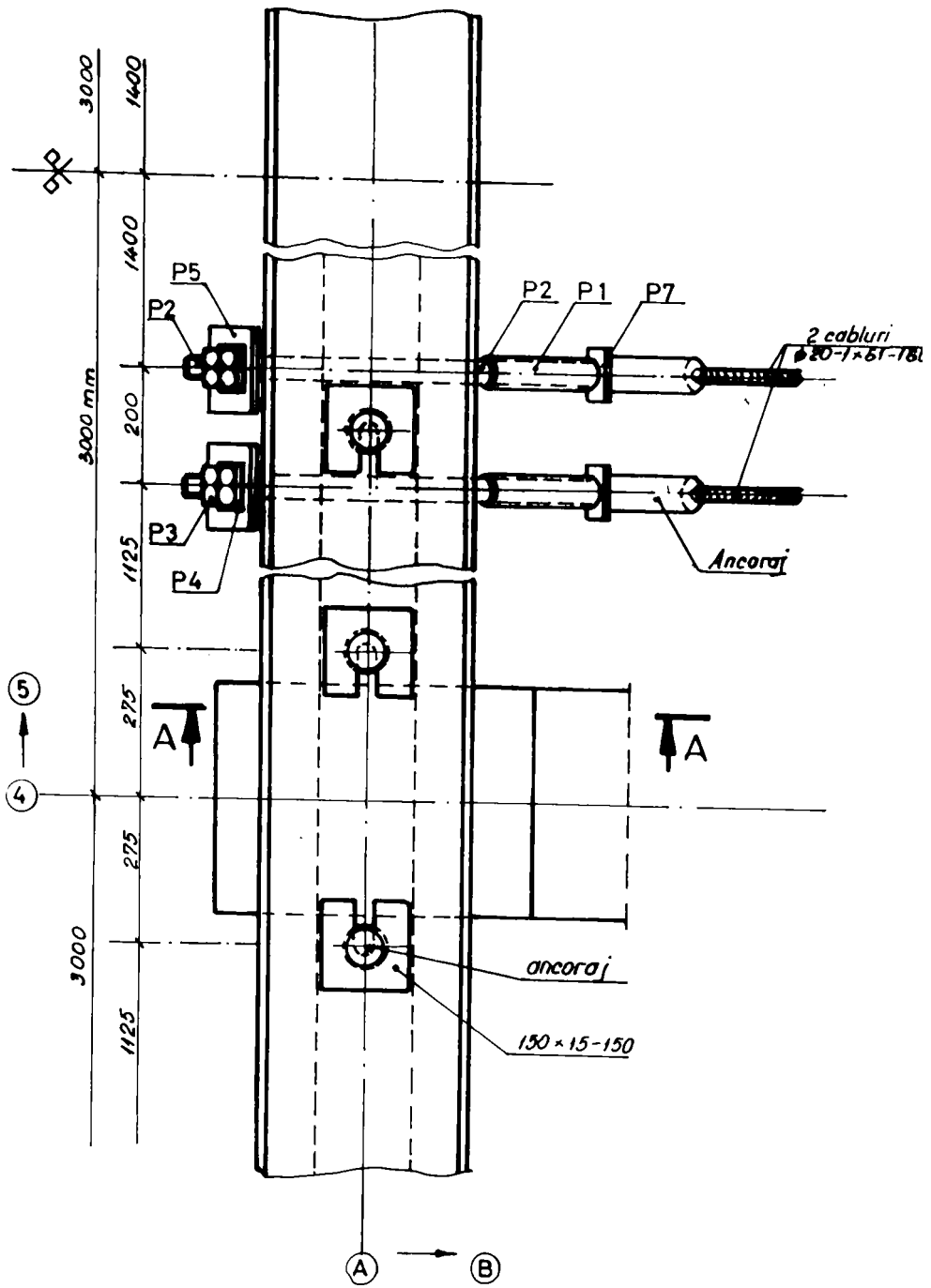
Scara 1/5



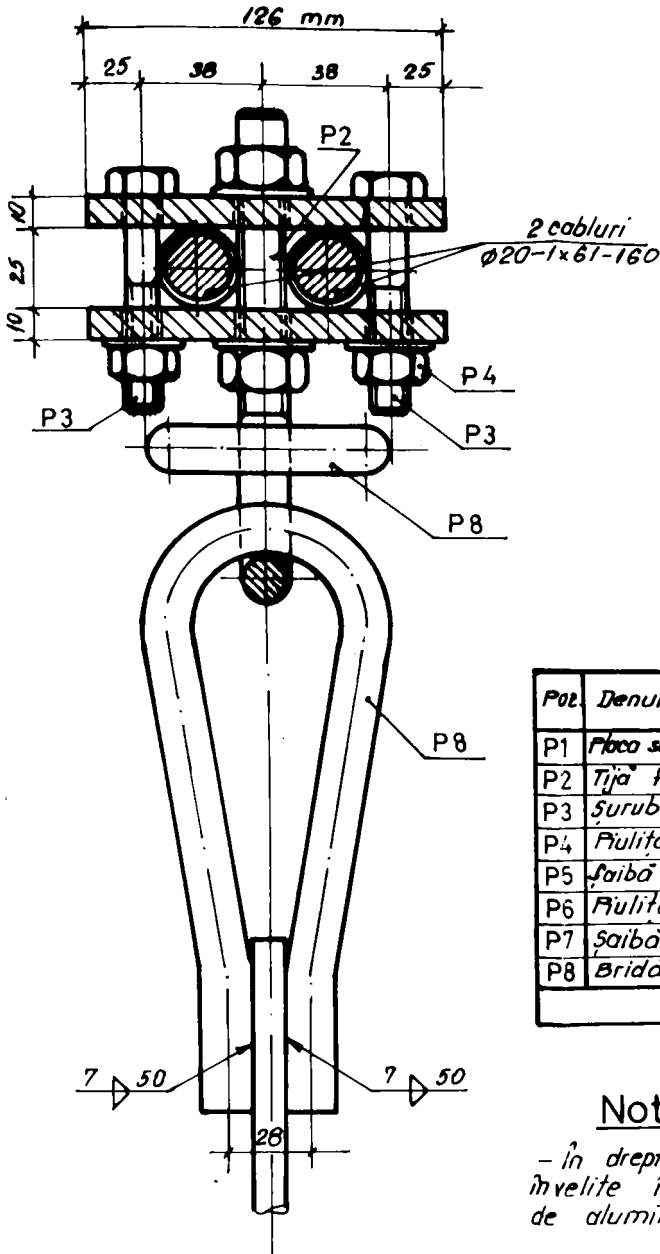
Poz.	Denumirea	Nr. buc.	Dimensiuni (mm)	Lung. (m)	Greutate pe buc.	Greutate totala
P1	Teavă filetată	2	∅56×6	0,200	1,420	2,840
P2	Tijă filetată	2	∅42	0,750	8,190	16,380
P3	Pulita M42	4			0,574	2,300
P4	Saibă	2			0,150	0,300
P5	Placă I	2	15×150	0,200	3,540	7,080
P6	Placă II	4	12×90×12	0,200	0,950	3,800
P7	Placă III	2	80×10	0,080	0,500	1,000
TOTAL						33,600

DETALIU NOD MARGINAL NR.4

PLANSA 2.4



B - B



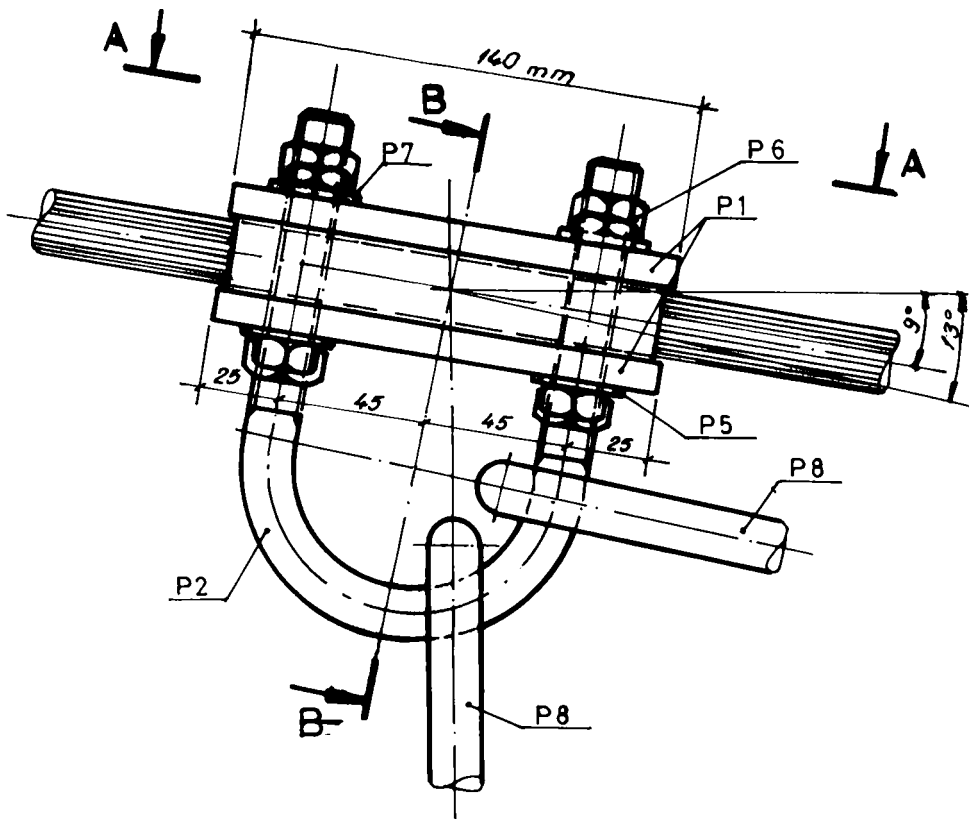
Poz.	Denumirea	Nr. buc.	Dimensiuni (mm)	Lung. (m)	Greutate (kg) pe buc.	Total
P1	Placa sup. și în fer.	2	140 x 10	0,126	1,270	2,500
P2	Țija filetată	1	Ø 16	0,350		0,550
P3	Șurub M12 x 70	4			0,075	0,300
P4	Piuliță M 12	4			0,045	0,060
P5	Saibă	4			0,005	0,020
P6	Piuliță M 16	4			0,031	0,124
P7	Saibă	4			0,055	0,040
P8	Bridă de prindere	2	Ø 16	0,480	0,750	1,628
TOTAL						

Notă:

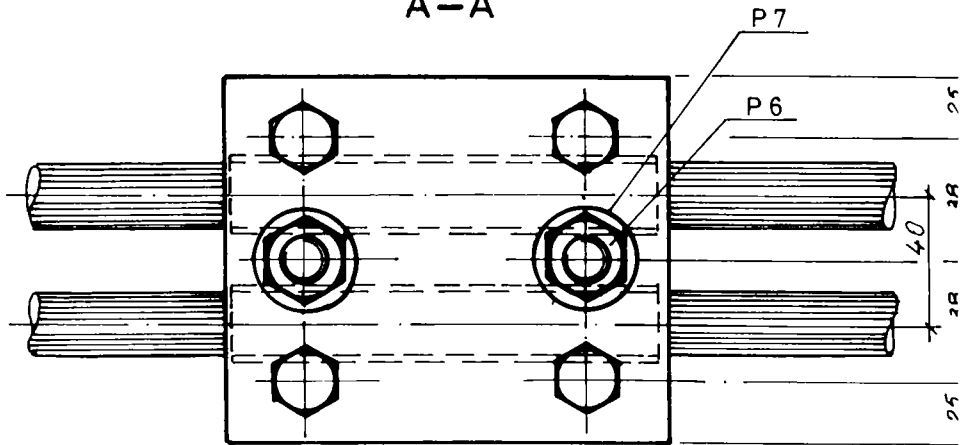
- În dreptul nodurilor, cablurile vor fi învelite într-o folie de 2 mm grosime de aluminiu, cupru sau neopren.

DETALIU NOD 1

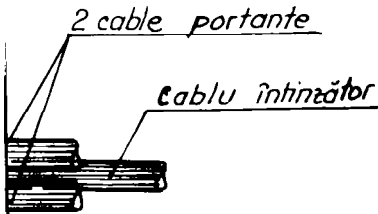
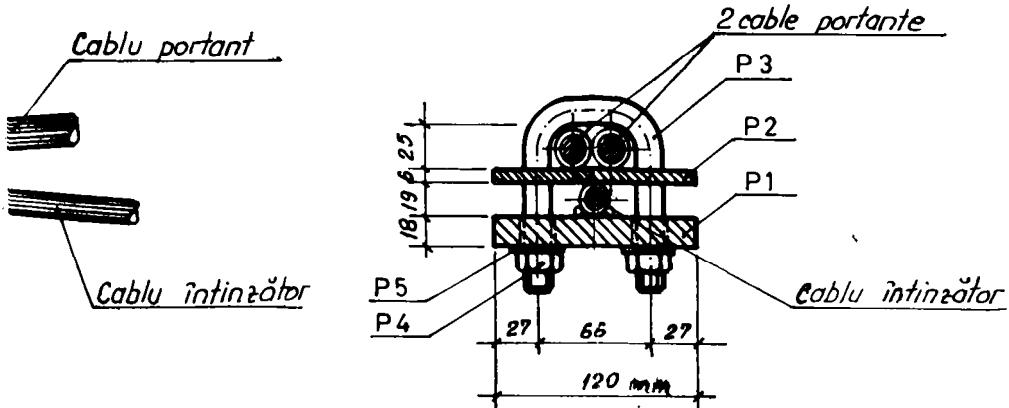
PLANSĂ 2.5



A-A



A - A



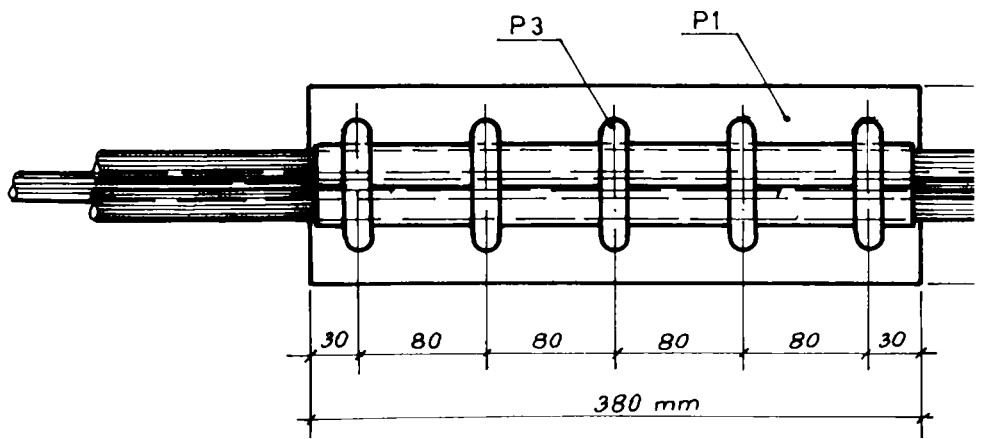
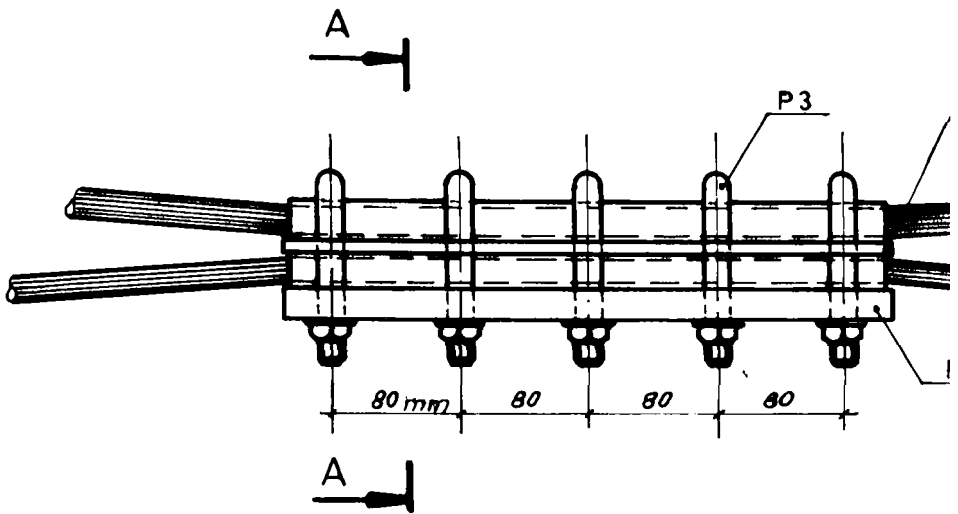
Poz.	Denumirea	Nr. buc.	Dimensiuni (mm)	Lung. (m)	Greutate (kg)		
					pe buc.	total	
P1	Placă inferioară	1	120 x 8	0,380			
P2	Placă mediană	1	120 x 8	0,380		2,050	
P3	Bridă filetată $\phi 16$	5	$\phi 16$	0,280	0,410	2,050	
P4	Șurub M 16	10			0,031	0,370	
P5	Șaribă	10			0,011	0,110	
TOTAL GREUTATE (kg)						11,993	

Notă:

- În dreptul nodurilor cablurile vor fi învelite într-o folie de 2mm grosime de aluminiu, cupru sau neopren.

NOD CENTRAL
(FERMA CONCAVA)

PLANSĂ 2.6



lipita in puncte cu adizivi la rece

Tabla cutata zincata : conform calcul si tip de tabla
cu sau fara acoperiri de protectie suplimentara
peliculara cu suprapunerile etansate. Prinderile se calculeaza.

Fermă
cablu

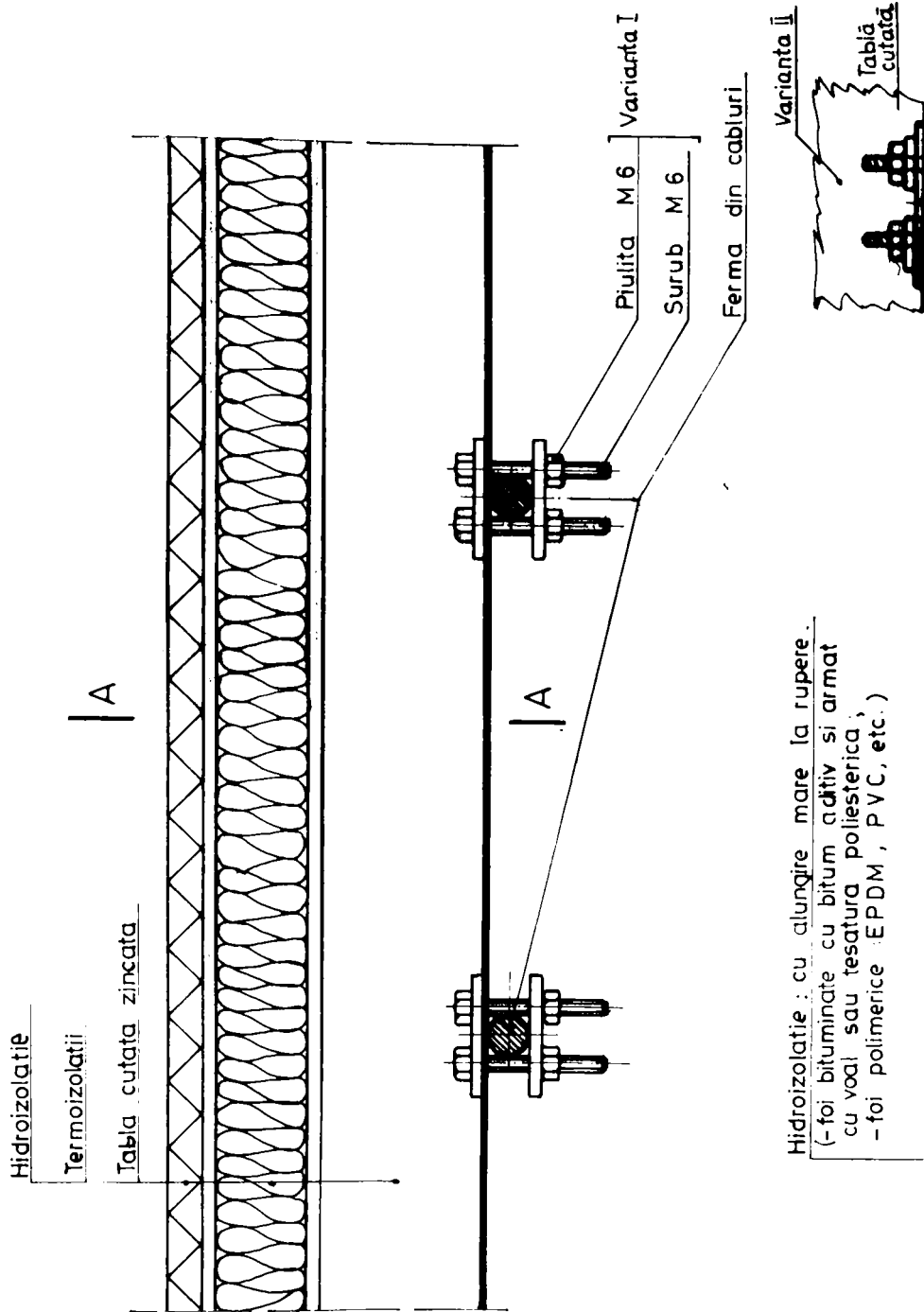
Bridă de
prindere

A—A

Prinderea tablei cutate de
ferma din cabluri

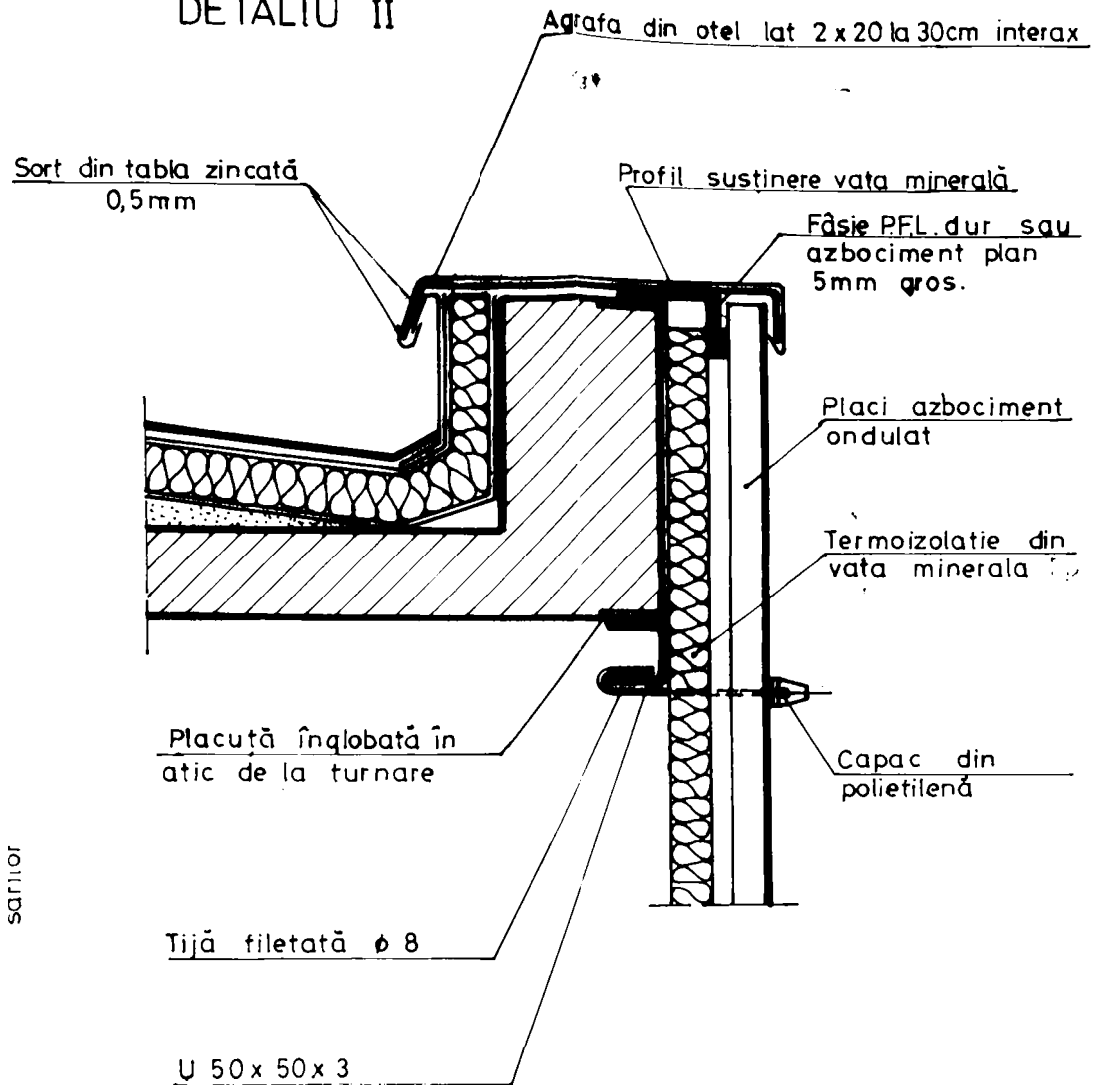
Prindere la două ondule

DETALIU INVELITOARE I



Hidroizolatii : cu atunqire mare la rupere .
 (-foi bituminate cu bitum activ si armat
 cu voal sau tesatura poliesterica ,
 -foi polimerice : EPDM , PVC , etc.)

DETALIU II



DETALIU DE ÎNCHIDERE LA FRONTON
ȘI DE ÎNCHIDERE LATERALĂ
VARIANTA PLACI DE AZBOCIMENT

PL.ANSA 2. 8

DETALIU INCHIDERE LA FRONTON

Sort tabla zincata 0.5mm

Agrafa zincata
200x1,5 la 50cm

Diblu lemn 25x120mm

30 180

Coltar lemn
130x100x320 la
50 cm interax

80

Căblu portant

Surub M6x2 buc
la fiecare
prindere

Tablă cutată 1mm
L = 800

Cornier 120x80x4
la fiecare cută

Burduf din pânza cauciucată
L = 750

Fâșie din PFL dur sau
azbociment plan de 5mm gros.

Rigla din B.A. prefabricat

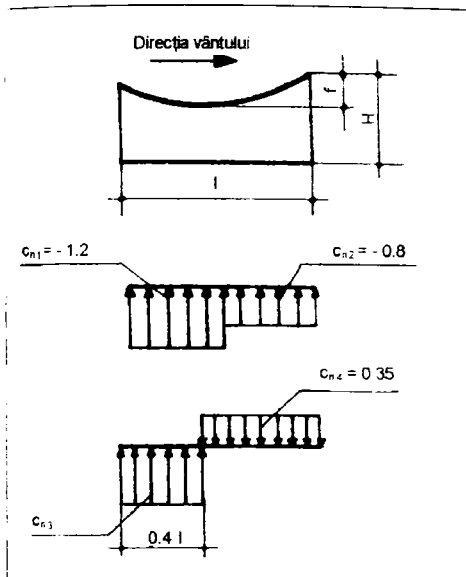
50

Capac din polietilena

Placa din azbociment
ondulat

Tija filetata $\phi 8$

Termoizolatie din vata minerala

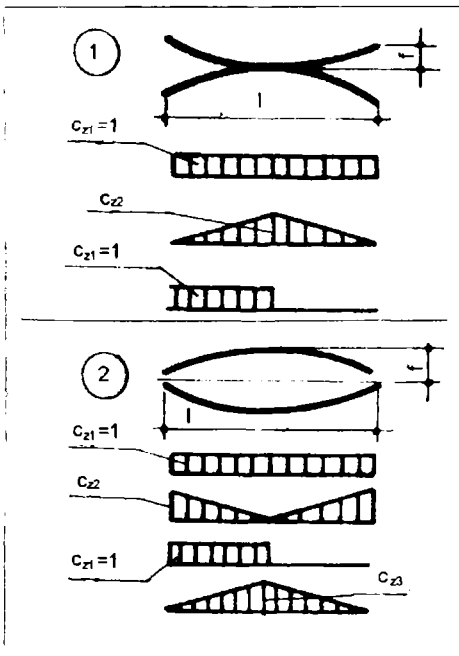


A----- cilindri con av

f/l	1/10	1/15	1/20	1/25
C_{n3}	1.6	1.7	1.8	1.9

Valorile coeficientului c_n pentru acoperisul cilindric convex se vor determina conform STAS 101^{1/2}-90

Scheme pentru calculul incarcarilor din vant



Ferma concava

f/l	1/10	1/15	1/20	1/25
C_{z2}	2.0	1.8	1.6	1.5

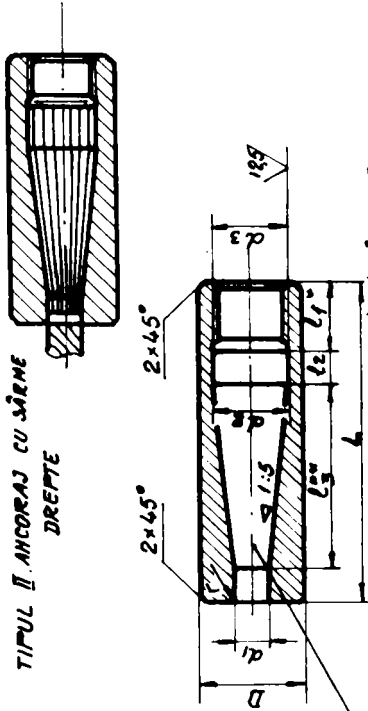
Ferma convexa

f/l	1/15	1/20	1/25	1/30
C_{z2}	2.0	1.8	1.6	1.5
C_{z3}	1	1.2	1.4	1.5

Scheme pentru calculul incarcarilor din zapada

Plansa 2.9

ANCORAJE DE FASCICOLE DE TOROANE ȘI CABLURI PENTRU STRUCTURI SUSPENDATE



Notă pentru execuție

1. Degajarea filetelor: Φ STAS 3508/1-80
2. Toleranțe generale ISO 2768 - m

MATERIAL: OL 60
 ALIAJUL DE TURNARE
 Zn-Al 4: Cu 1 TC
 STAS 6925/2 - 88

Zona de turnare
 a aliajului

Dimensiuni în mm

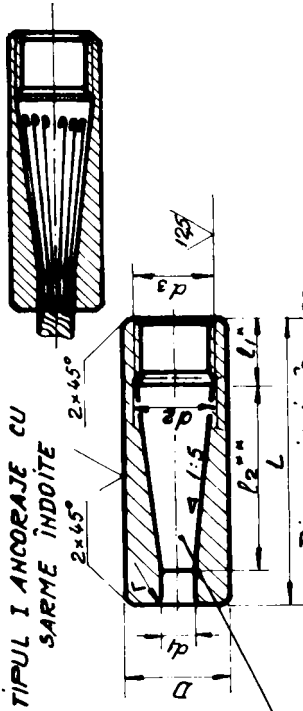
Nr. crt.	Dimensiuni în mm	Sarcina de încercare	Sarcina de încercare admisa	d ₁	d ₂	d ₃	D	L	L ₁	L ₂	L ₃	r	Grupa (S.C.S.)
1	16-20	32000	11,0	20-22	44	M45x3	60	190	40	20	110	3	2,80
2	20-25	50000	16,5	22-27	55	M56x3	70	235	45	25	140	3	4,75
3	25-29	66000	22	27-31	62	M62x3	80	255	50	25	155	4	6,80
4	29-32	75000	25,0	32-35	70	M70x3	90	285	60	25	180	5	9,80
5	32-36	90000	30	35-39	74	M73x3	100	305	60	30	180	5*	13,00
6	36-40	100000	34	40-44	78	M80x3	110	320	65	35	180	6	17,00
7	40-45	124000	42	44-49	84	M85x3	120	340	70	40	185	6	21,50
8	45-48	140000	46,5	49-52	88	M90x3	125	350	75	45	190	2	24,00

* Lungimea L₁ variabilă în funcție de sarcina transmisă
 ** Lungimea L₃ ușor variabilă în funcție de d₁
 Regăhrea capătului de cablu și turnarea compoziției
 se efectuează conform instrucțiunilor de montaj.

Recepție

1. Control dimensiuni
2. Certificat de calitate material
3. Control nestructiv Röntgen sau flux magnetic

ANCORAJE DE CABLU PENTRU STRUCTURI SUSPENDATE



Notă pentru execuție
 1. Degajarea filetului D
 STAS 3508/1-80
 2. Toleranțe generale
 ISO 2768 - m

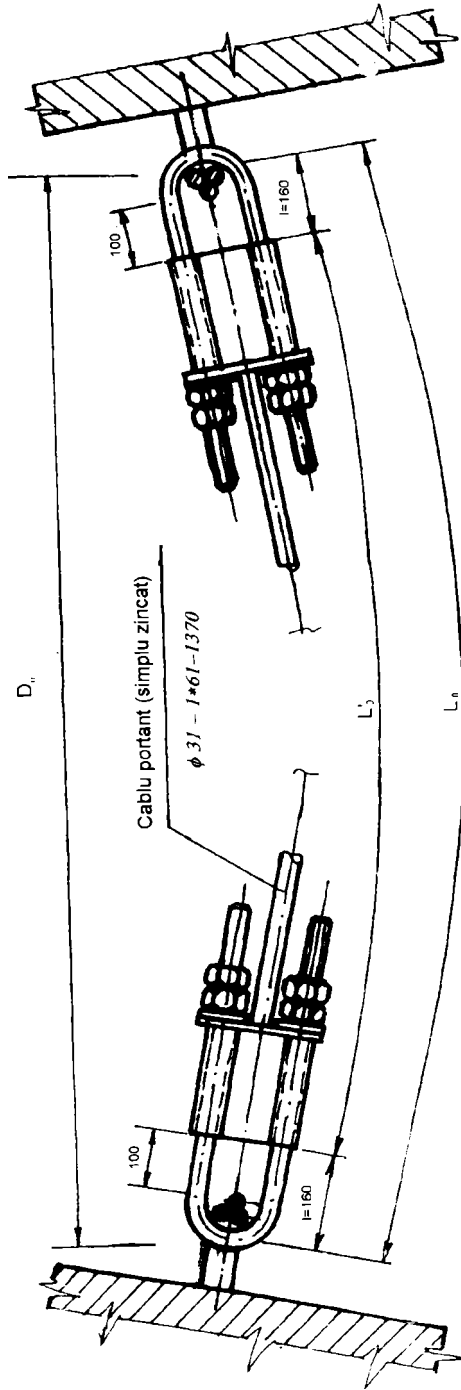
Recepție
 1. Control dimensiuni
 2. Certificat de calitate material
 3. Control nedistructiv Röntgen sau flux magnetic.

MATERIAL : 01 60
 ALIAJUL DE TURNARE
 Zn Al 4 Cu 1 TC
 STAS 6925/2 - 88

Zona de turnare
 a aliajului

Nr. Dimensiuni cablului de în mm		Dimensiuni în mm										G kg buc.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
d1	d2	d3	D	L	l1	l2	r						
11,0	20-22	44	M45-3	60	190	40	110	3	2,50				
16,5	22-27	55	M55-3	70	210	45	140	3	4,25				
22,0	27-32	62	M65-3	80	230	50	155	4	6,15				
25,0	32-35	70	M70-3	90	270	50	180	5	9,00				
30,0	35-39	74	M75-3	100	275	60	180	5	11,75				
34,0	40-44	78	M80-3	110	285	65	180	6	14,75				
42,0	44-48	84	M85-3	120	300	70	185	6	19,00				
46,5	49-52	88	M90-3	125	315	75	190	7	24,00				

* Lungimea L₁ variabilă în funcție de sarcina transmisă
 ** Lungimea L₂ ușor variabilă în funcție de d₁
 Pregătirea capătului de cablu și turnarea compoziției
 se efectuează conform instrucțiunilor de montaj.



PLANȘA CL 1

SCHEMA DE CALCUL (VARIANTA CU BRIDE) LUNGIMI DE TĂIERE

3. ASPECTE PRIVIND RĂSPUNSUL STRUCTURILOR DIN CABLURI LA SOLICITĂRI DINAMICE

3.1. ELEMENTE SPECIFICE CE INFLUENȚEAZĂ RĂSPUNSUL DINAMIC AL STRUCTURILOR DIN CABLURI

Răspunsul la încărcări dinamice al structurilor pretensionate este important de cunoscut deoarece eforturile rezultate din astfel de acțiuni se pot suprapune în mod dezavantajos peste eforturile din pretensionare și încărcări statice, conducând fie la pierderea caracteristicii de ansamblu pretensionat și în consecință la instabilitatea structurii, fie la pierderea capacității portante a acesteia.

Eforturile dinamice devin mari în apropierea condițiilor de rezonanță adică atunci când frecvența încărcării este apropiată de frecvența naturală a sistemului.

Din punct de vedere al comportării la încărcări, structurile din cabluri prezintă nelinearitate introdusă de material și neliniaritate datorată deplasărilor mari.

Aceste tipuri de neliniarități se răsfrâng asupra calculului astfel:

- nelinearitatea materialului introduce necesitatea utilizării matricii de rigiditate instantanee în evaluarea răspunsului dinamic;
- nelinearitatea geometrică conduce la modificări ale matricii de rigiditate și ca urmare a frecvenței naturale a sistemului.

În analiza dinamică a sistemelor din cabluri, factorul important de care trebuie să se țină seama este acela legat de comportarea neliniară a elementelor care nu permite suprapunerea încărcărilor și deplasărilor și în consecință nici suprapunerea modală (prin care sunt suprapuse rezultatele din analizele decuplate ale modurilor separate). Analizele prin calcul au demonstrat însă, că atunci când există un sistem de cabluri pretensionat în faza inițială, determinată printr-un calcul static, atunci poate fi considerată o comportare aproape liniară a acestui sistem și în consecință, pot fi utilizate metodele de analiză dinamică liniară.

În acest scop, în continuare se ilustrează, pe baza datelor documentare [53], în mod grafic, compararea rezultatelor obținute prin metode de analiză liniară și neliniară ale răspunsului unor elemente de cabluri. Metoda de analiză a răspunsului neliniar a fost metoda explicită de integrare numerică cu accelerație constantă.

În fig. 3.1.8. sunt prezentate diferențele dintre deplasările dinamice de vârf, lineare și neliniare, ale punctului de mijloc, în

procente. Se observă că deplasările analitice lineare sunt dependente de eforturile inițiale de întindere. Convergența către rezultate analitice lineare poate fi observată în cazurile când încărcarea descrește și efortul inițial crește.

Efectul nelinearității, pe perioadă, poate fi foarte bine observat în fig.3.1.9., unde, curbele pentru perioadă sunt prezentate în funcție de încărcare și efortul inițial. Perioada calculată conform teoriei lineare se poate observa pe curba trasată cu linie punctată.

Conform teoriei lineare de evaluare a caracteristicilor dinamice, perioada este o funcție numai de efortul inițial pe când rezultatele neliniare indică dependența ei și de valoarea (mărimea) încărcărilor. O altă problemă considerată, este aceea a cablului tensionat inițial, aflat în stare de repaus sub greutatea lui proprie, și deodată supus unui surplus de încărcare uniformă care produce o săgeată. Familiile de curbe specifice răspunsului, pentru cele două tipuri de săgeți, sunt arătate în figura 3.1.12. Pentru săgeți inițiale mici (fig. 3.1.12a), perioada se compară în mod favorabil cu aceea pentru cablul drept. Pentru săgeți inițiale mari (fig.3.1.12 b) se observă o apreciable nelinearitate.

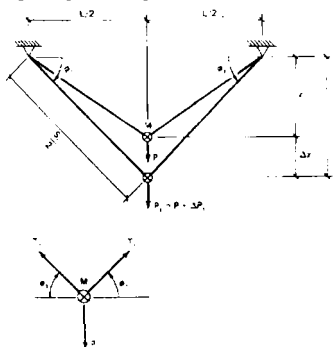


Fig. 3.1.1 Element de cablu încercat cu o masă concentrată

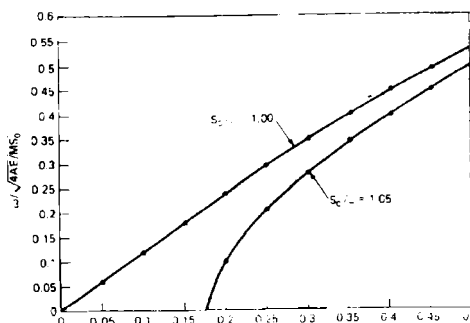


Fig. 3.1.2 Frecvență naturală

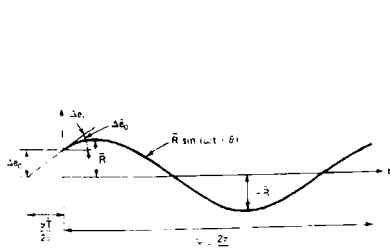


Fig 3.1.3 Curba de răspuns linear a mișcării libere neamortizate

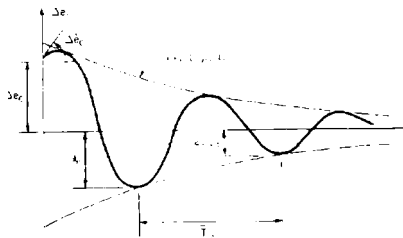


Fig 3.1.4 Curba de răspuns linear a mișcării libere amortizate

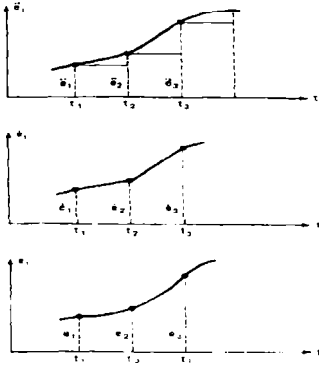


Fig 3.1.5 Metodă explicită de integrare numerică cu accelerație constantă

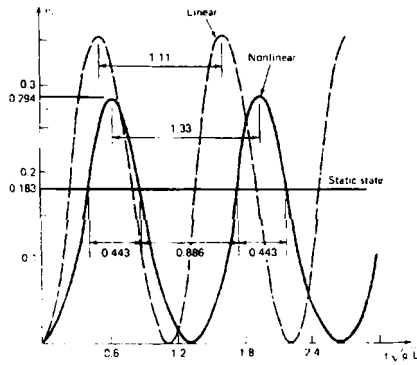


Fig. 3.1.6 Diagrama comparativă a răspunsului nelineară cu răspunsul dinamic linear și static

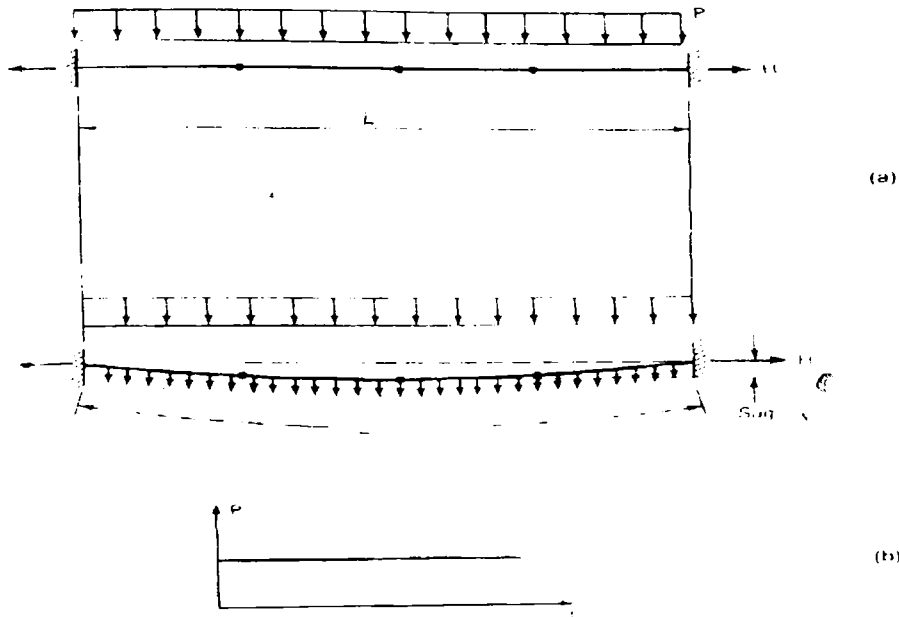


Fig. 3.1.7 Cablu tensionat

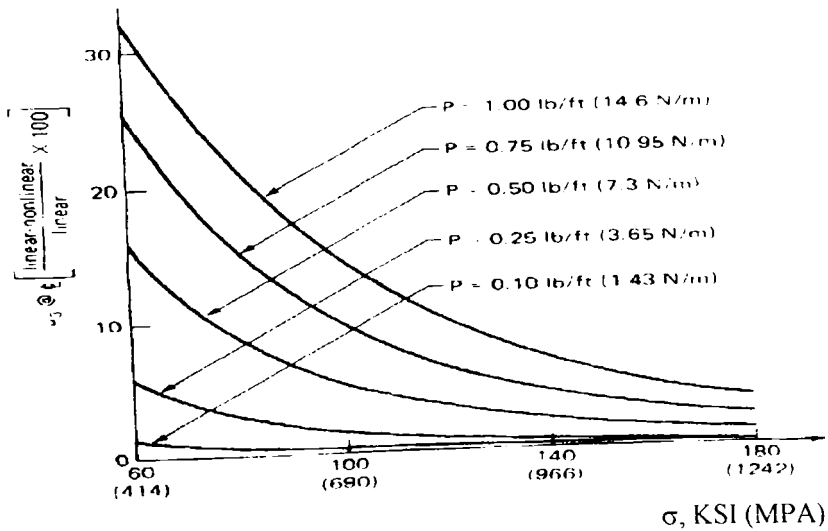


Fig. 3.1.8 Deplasările maxime ale punctului central al cablului tensionat

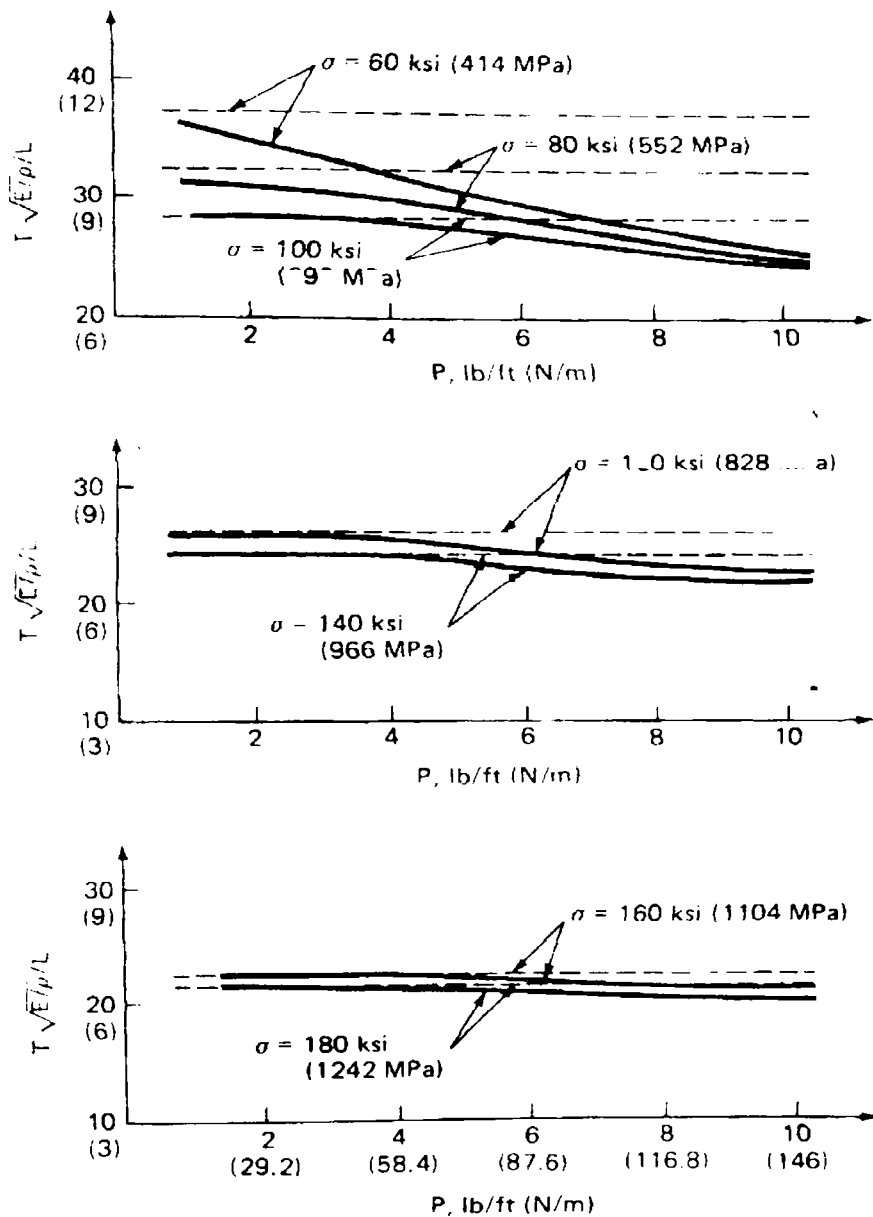


Fig 3.1.9 Perioade pentru cablul tensionat din pretensionare și încărcări exterioare

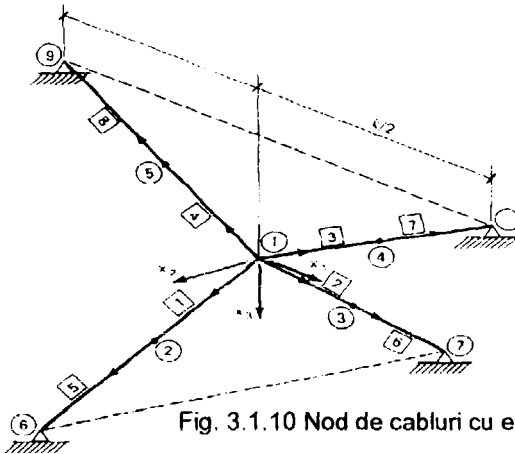


Fig. 3.1.10 Nod de cabluri cu elemente discretizare

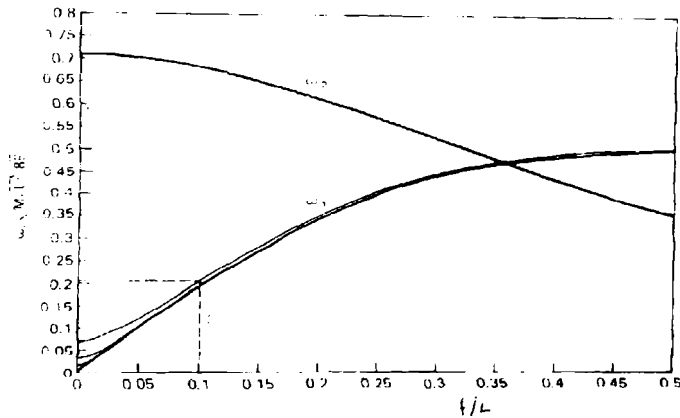


Fig. 3.1.11 a Frecvența naturală pentru cablul încrucișate în funcție de f/L

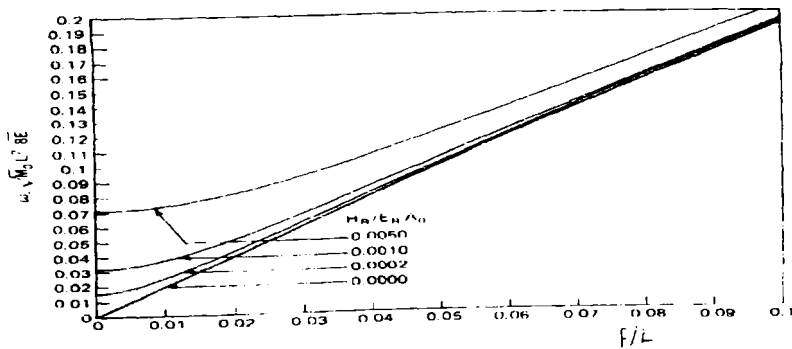


Fig. 3.1.11 .b Frecvența naturală pentru cablul încrucișate în funcție de H/EA

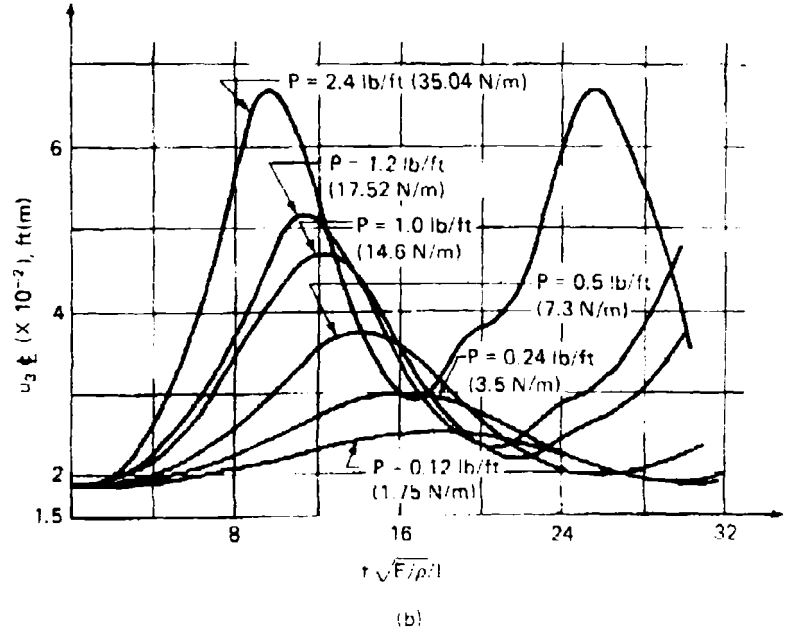
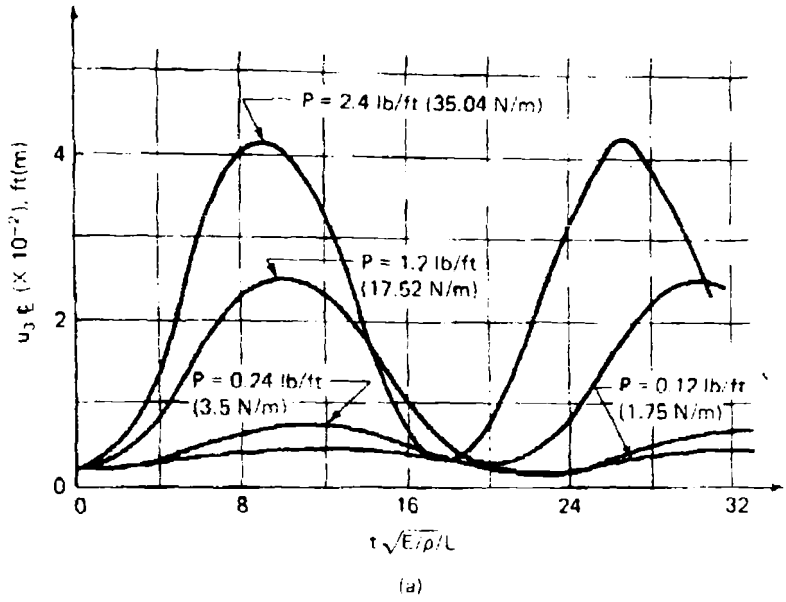


Fig. 3.1.12 Deplasările punctului central al cablului: (a) efortul inițial = 160 ksi = 1100 MPa, (b) efortul inițial 20 ksi=138 MPa

3.2. CARACTERISTICI DE BAZĂ ȘI MODELE DINAMICE ALE STRUCTURILOR

Comportarea dinamică a oricărei structuri și, deci, și a celor alcătuite din cabluri poate fi descrisă de relații matematice. Pentru reprezentarea în calcul a structurii reale se utilizează termenii de sistem dinamic și model dinamic. Dacă noțiunea de sistem dinamic este utilizată ca o abstractizare adecvată necesităților unor abordări teoretice, a specificului structurii reale care prezintă modificări de stare în timp, noțiunea de model dinamic este utilizată în legătură cu reprezentările în calculele inginerști ale diferitelor sisteme dinamice. Aceste reprezentări cuprind, după caz, diferite idealizări, diferite simplificări sau schematizări. Formularea matematică a diferitelor probleme implică practic întotdeauna anumite schematizări, care trebuie să răspundă la două cerințe :

- să fie suficient de reprezentative pentru fenomenele studiate;
- să conducă la un volum de calcul accesibil.

Modelul dinamic al unei structuri trebuie să precizeze următoarele elemente:

- mărimea maselor și pozițiile acestora (în stare inițială);
- caracteristicile cinematice ale sistemului dinamic (parametrii care caracterizează modificarea poziției punctelor materiale ale sistemului, restricțiile cinematice, gradele de libertate ale acestora);
- legăturile deformabile ale sistemului;
- acțiunile care se aplică sistemului.

3.2.1. DISTRIBUȚIA MASELOR. IPOTEZE CINEMATICE.

Mecanica mediilor continue admite că toate corpurile reale au masă distribuită. Poziția inițială și deplasată a punctelor unui corp material este definită integral de câte trei coordonate (x,y,z) și trei deplasări, care sunt funcții de coordonatele problemei și de timp: $u(x,y,z,t)$, $v(x,y,z,t)$ și $w(x,y,z,t)$.

Intrucât modelul de mediu continuu conduce la probleme a căror rezolvare implică un volum de calcule inacceptabil, în practică se adoptă alte modele mai simple, prin care se urmărește în primul rând reducerea numărului de argumente ale funcțiilor care reprezintă deplasările. Modelele simplificate se adoptă, de la caz la caz, în funcție de forma corpului studiat.

Elementul de bază care permite trecerea de la modelul de mediu tridimensional la alte modele, capabile de a reduce volumul de calcule, îl reprezintă ipotezele (sau restricțiile) cinematice admise.

Implicațiile acestor ipoteze cinematice asupra ecuațiilor de mișcare pot fi analizate în mod corespunzător prin intermediul expresiilor energiei cinetice pentru diferitele tipuri de sisteme dinamice. Importanța fundamentală a expresiei energiei cinetice este evidențiată, dacă se are în vedere formularea ecuațiilor lui Lagrange de specia a II-a.

3.2.2. GRADE DE LIBERTATE

Gradele de libertate (GL) sunt parametrii independenți care determină poziția deplasată a maselor unui sistem dinamic. Sistemele dinamice considerate în calculele ingineresti pot avea fie un număr finit de GL, fie un număr infinit de GL. Sistemele cu număr finit de grade de libertate sunt rezultatul unei schematizări a deformării structurilor reale.

Pentru diferite structuri care intervin în problemele ingineresti apar necesare analize ale comportării statice și dinamice. În majoritatea cazurilor este rațional ca, pentru aceeași structură, să se adopte modele diferite în vederea efectuării celor două categorii de calcule. Mijloacele de calcul actuale permit considerarea unui număr mare de GL în analiza comportării statice, dar se impune o reducere a numărului acestora când se analizează comportarea dinamică.

3.2.3. CARACTERISTICI INERȚIALE ALE STRUCTURILOR.

După cum s-a arătat, importanța fundamentală a expresiei energiei cinetice pentru analiza mișcării structurilor rezultă din prezența acestei mărimi în ecuațiile de mișcare. În cazul sistemelor discrete de puncte materiale, energia cinetică este o funcție de gradul doi în raport cu vitezele punctelor materiale. Expresia corectă a energiei cinetice depinde de modelul dinamic adoptat, de ipotezele cinematice admise.

În majoritatea cazurilor se ajunge la o expresie de forma

$$E_c = \frac{1}{2} \sum_{k,l} m_{kl} q'_k q'_l \quad (3.1)$$

Coeficienții m_{kl} depind de semnificația coordonatelor $q_k(t)$. Sistemul de coeficienți m_{kl} , considerat în ansamblu, constituie matricea maselor sau matricea de inerție a sistemului dinamic considerat

$$M = [m_{kl}] \quad (3.2)$$

În numeroase cazuri este posibil să se ajungă la o formă particulară a matricei de inerție, anume la forma diagonală. Aceasta se întâmplă, de regulă, când se consideră mase concentrate în anumite puncte.

3.2.4. CARACTERISTICI DE RIGIDITATE PENTRU ELEMENTE ȘI STRUCTURI.

În vederea stabilirii ecuațiilor de mișcare a sistemelor dinamice, o etapă de importanță deosebită este reprezentată de stabilirea caracteristicilor de rigiditate ale structurilor.

Pentru determinarea matricei de rigiditate K și a celei de deformabilitate (flexibilitate) D , este necesar să se considere deformarea, liniară din punct de vedere geometric și fizic, pentru un mediu continuu tridimensional. Dacă se consideră un sistem de forțe exterioare, de volum, $X_k(x,y,z)$, $Y_k(x,y,z)$, $Z_k(x,y,z)$ și de suprafață, $P_{nxk}(x,y,z)$, $P_{nyk}(x,y,z)$, $P_{nzk}(x,y,z)$, acestei încărcări îi va corespunde drept soluție un sistem de deplasări, $u_k(x,y,z)$, $v_k(x,y,z)$, $w_k(x,y,z)$.

Fie două astfel de forțe exterioare, respectiv de deplasări, notate prin indicii k și l , aplicate corpului considerat. Se poate demonstra următoarea proprietate de simetrie cu semnificație energetică (teorema lui Betti): lucrul mecanic L_{kl} al forțelor sistemului (k) prin deplasările sistemului (l) este egal cu lucrul mecanic L_{lk} al forțelor sistemului (l) prin deplasările sistemului (k)

Expresia lucrului mecanic L_{kl} este dată de relația:

$$L_{kl} = \int_V (u_l X_k + v_l Y_k + w_l Z_k) dV + \int_S (u_l p_{nxk} + v_l p_{nyk} + w_l p_{nzk}) dS \quad (3.3)$$

unde prima integrală se referă la volumul ocupat de corp, iar cea de a doua la suprafața corpului. Ultima integrală se poate transforma într-o integrală de volum prin aplicarea unei teoreme de tip Gauss-Ostrogradski.

Rezultatul este posibilitatea de înlocuire a expresiei (3.3) prin expresia

$$L_{kl} = \int_V (\varepsilon_{xl} \sigma_{xk} + \varepsilon_{yl} \sigma_{yk} + \varepsilon_{zl} \sigma_{zk} + \gamma_{xy1} \tau_{xyk} + \gamma_{xz1} \tau_{xzk} + \gamma_{yz1} \tau_{yzk}) dV \quad (3.4)$$

Dacă în expresia (3.4) se ține seama de legea lui Hooke, rezultă imediat simetria expresiei în indicii k și l .

$$L_{kl} = L_{lk} \quad (3.5)$$

ceea ce demonstrează teorema clasică a lui Betti.

Calcululele de mai înainte pot fi utilizate și în vederea stabilirii expresiei lucrului mecanic efectuat de forțele care deformează static un corp. Dacă, în dezvoltările precedente, se consideră drept sistem de indice k un sistem de forțe exterioare (și de deplasări corespunzătoare) date, iar drept sistem de indice l o creștere

infinitesimală a sistemului precedent (notată cu simbolul δ), în baza dezvoltărilor precedente rezultă concluzia

$$\delta L = \int_V (\sigma_x \delta \varepsilon_x + \sigma_y \delta \varepsilon_y + \sigma_z \delta \varepsilon_z + \tau_{xy} \delta \gamma_{xy} + \tau_{xz} \delta \gamma_{xz} + \tau_{yz} \delta \gamma_{yz}) dV \quad (3.6)$$

Se poate arăta cu ușurință că expresia (3.6) este o diferențială a expresiei

$$L = \int_V \frac{1}{2} (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \sigma_z \varepsilon_z + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{xz} \gamma_{xz} + \tau_{yz} \gamma_{yz}) dV = \int_V e_d dV = E_d \quad (3.7)$$

unde E_d reprezintă energia de deformare a corpului, iar integrandul e_d reprezintă energia specifică de deformare a corpului. Se poate arăta că energia specifică de deformare este suma a doi termeni pozitiv definiți, respectiv energia specifică de dilatare (sau de deformare izotropă) și energia specifică de lunecare pură (sau de deformare fără schimbarea volumului). Aceste calcule se fac fără dificultăți dacă se introduc relațiile între tensiuni și deformații date de legea lui Hooke pentru cazul materialului izotrop.

Sistemul de forțe și deplasări care intervin în relația (3.7) poate fi considerat, de asemenea, ca o combinație liniară, cu coeficienți q_k , a unor stări de forțe și deplasări de referință, notate cu indicii k ($k=1, \dots, n$). În acest caz, tensiunile și, respectiv, deformațiile care intervin în relația (3.7) vor fi combinații liniare, cu aceiași coeficienți q_k , ale tensiunilor și deformațiilor de referință. Se vor putea scrie relațiile

$$\begin{aligned} X &= \sum_k^{1,n} X_k q_k & u &= \sum_k u_k q_k \\ Y &= \sum_k^{1,n} Y_k q_k & v &= \sum_k v_k q_k \\ Z &= \sum_k^{1,n} Z_k q_k & w &= \sum_k w_k q_k \\ \sigma_x &= \sum_k^{1,n} \sigma_{xk} q_k & \varepsilon_x &= \sum_k \varepsilon_{xk} q_k \end{aligned} \quad (3.8)$$

Drept urmare, din expresia (3.7) se va obține pentru energia de deformare E_d expresia

$$E_d = \frac{\sum L_{kl} q_k q_l}{2} \quad (3.7a)$$

unde coeficienții L_{kl} au expresia (3.4).

Se poate imagina situația : corpul considerat poate fi încărcat exclusiv de combinații liniare ale unor sisteme de forțe de forma dată în relațiile (3.8), (această situație este fundamentală pentru dezvoltarea unor procedee de discretizare). În acest caz, orice stare posibilă a corpului poate fi exprimată ca o combinație liniară în raport cu stările de bază notate cu indicii k , iar coeficienții q_k pot fi considerați drept coordonate generalizate ale stărilor corpului în raport cu sistemul de referință determinat de aceste stări de bază.

Matricea cu termenii L_{kl} este o matrice simetrică și pozitiv definită, datorită proprietăților puse în evidență mai înainte. În cazul în care coeficienții q_k sunt considerați coeficienți adimensionali, termenii matricei au dimensiunea fizică de energie. Se poate însă da o dimensiune fizică și coeficienților q_k , în care caz dimensiunea fizică a matricei se modifică. Ecuația (3.7a) are, dimensional, forma

$$ML^2T^{-2} = [L_{kl}] [q_k]^2 \quad (3.9)$$

de unde rezultă pentru coeficienții L_{kl} expresia dimensională

$$[L_{kl}] = \frac{ML^2T^{-2}}{[q_k]^2} \quad (3.10)$$

În cazul când coeficienții q_k au dimensiunea fizică de lungime (deplasare), rezultă pentru coeficienții L_{kl} dimensiunea

$$[L_{kl}] = \frac{ML^2T^{-2}}{L^2} = MT^{-2} = \frac{MLT^{-2}}{L}$$

deci de raport între forță și lungime, mai precis, de raport între forțele aplicate corpului și deplasările produse (în terminologia curentă, rigiditate) deci semnificația de termeni ai matricei K . În cazul când coeficienții q_k au dimensiunea fizică de forță, rezultă pentru coeficienții L_{kl} dimensiunea

$$[L_{kl}] = \frac{ML^2T^{-2}}{M^2L^2T^{-4}} = M^{-1}T^2 = \frac{L}{MLT^{-2}},$$

deci de raport între deplasare și forță, mai precis, de raport între deplasările produse și forțele aplicate corpului (în terminologia curentă, deformabilitate), deci semnificația de termeni ai matricei D .

Dezvoltările din relațiile (3.3), (3.4) etc. pot fi utilizate, în Mecanica structurilor, în mai multe scopuri. Prezintă interes însă

utilizarea lor pentru determinarea unor caracteristici de rigiditate sau de deformabilitate ale structurilor.

O cale de importanță fundamentală este reprezentată de determinarea matricei de rigiditate K , în raport cu un sistem de referință alcătuit din deformate ale corpului, compatibile cu condițiile cinematice. În acest scop se procedează în modul următor:

1) Se adoptă un sistem de deformate statice (u_k, v_k, w_k). Orice deformată a sistemului, $u(x,y,z,t)$, $v(x,y,z,t)$, $w(x,y,z,t)$, se exprimă în raport cu sistemul de referință adoptat sub forma de combinație liniară

$$\begin{aligned} u(x, y, z, t) &= \sum_k^{1,n} u_k(x, y, z) q_k(t) \\ v(x, y, z, t) &= \sum_k^{1,n} v_k(x, y, z) q_k(t) \\ w(x, y, z, t) &= \sum_k^{1,n} w_k(x, y, z) q_k(t) \end{aligned} \quad (3.11)$$

Această ipoteză cinematică reprezintă punctul de plecare pentru aproximarea corpului real printr-un sistem cu număr finit, n , de grade de libertate. Funcțiile $q_k(t)$ joacă rolul de coordonate generalizate, ca în ecuațiile lui Lagrange.

2) Se calculează termenii L_{kl} , de regulă cu ajutorul expresiei (3.4). Energia de deformare E_d dată de relația (3.7) se poate exprima în virtutea ipotezei (3.11), care poate exprima deformațiile și tensiunile sub o formă similară de combinație liniară (3.8), printr-o relație de forma (3.7a)

Mărimile

$$F_k = \sum_1^{1,n} L_{k1} q_1 = \frac{\partial E_d}{\partial q_k} \quad (3.12)$$

reprezintă în acest caz un sistem de forțe generalizate în raport cu sistemul de coordonate q_k , iar termenii L_{kl} devin termenii matricei de rigiditate K a sistemului, în raport cu sistemul de referință adoptat. Matricea de deformabilitate D poate fi obținută prin inversare.

O ipoteză cinematică de forma (3.11) poate fi adoptată pentru orice tip de structură, din bare sau continuă (în cazul structurilor continue, această ipoteză poate să conducă la aplicarea metodei larg utilizate în prezent a elementelor finite, dacă sistemul de referință (u_k, v_k, w_k) se alege în mod corespunzător).

Calea reciprocă, cale dată de ipoteza (3.8), anume exprimarea sistemelor de forțe exterioare sub forma unei combinații liniare similare, este utilizată în cazul sistemelor de bare, dar nu este de uz larg în cazul sistemelor continue. Pe de altă parte, este totuși util să se urmărească, în principiu, modul de determinare a deplasărilor în cazul unor sisteme oarecare, punând în valoare expresiile (3.3), (3.4) etc.

Deplasarea produsă de un sistem de forțe exterioare de suprafață, p_{nx} , p_{ny} , p_{nz} (eventual și de volum, X, Y, Z) într-un punct dat, pe o direcție dată, se calculează în modul următor:

a) sistemul de forțe exterioare date se consideră drept sistem (k) în relațiile (3.3) și următoarele;

b) se consideră drept sistem (l), un sistem de forțe exterioare constând dintr-o singură forță concentrată, aplicată în punctul și pe direcția de interes;

c) se calculează deplasările u_l , v_l , w_l , datorite sistemelor de forțe l;

d) se calculează deplasările efective în punctul dat și pe direcția dată cu ajutorul relației (3.3).

Această cale de calcul reprezintă prezentarea într-un cadru general a metodei Maxwell-Mohr, mult utilizată în Statica structurilor din bare. Forma efectivă de aplicare a metodei are la bază expresia (3.4) întrucât calculul se face (în metoda Maxwell-Mohr) prin intermediul diagramelor de eforturi (momente încovoietoare, forțe axiale etc.), ale căror integrale sânt echivalente cu expresia (3.4).

Dacă, în expresia (3.4), tensiunile se înlocuiesc cu ajutorul legii lui Hooke, utilizându-se exprimarea tensorială,

$$\sigma_{i,j} = \sum_{i',j'}^{1,3} E_{ij'i'j'} \varepsilon_{i'j'} \quad (3.13)$$

expresia (3.4) se rescrie sub forma simetrică și condensată

$$L_{kl} = \int \sum_{i',j'}^{1,3} E_{ij'i'j'}(p) \varepsilon_{ijk} \varepsilon_{i'j'k} dV \quad (3.14)$$

3.3. MODELE ADOPTATE PENTRU STRUCTURI UȘOARE TENSIONATE

Structurile ușoare tensionate sunt alcătuite din ferme din cabluri concav-convexe. Având în vedere faptul că elementele constitutive ale fermei nu pot prelua eforturi de compresiune și încovoiere, rigiditatea ansamblului fermei se realizează prin aplicarea forțelor inițiale de pretensionare.

Schema unei ferme din cabluri este prezentată în fig. 3.1.S. Calculul acestei structuri la acțiuni statice permite o modelare în care intervin toate elementele (talpă superioară, talpă inferioară, montanți),

Calea reciprocă, cale dată de ipoteza (3.8), anume exprimarea sistemelor de forțe exterioare sub forma unei combinații liniare similare, este utilizată în cazul sistemelor de bare, dar nu este de uz larg în cazul sistemelor continue. Pe de altă parte, este totuși util să se urmărească, în principiu, modul de determinare a deplasărilor în cazul unor sisteme oarecare, punând în valoare expresiile (3.3), (3.4) etc.

Deplasarea produsă de un sistem de forțe exterioare de suprafață, P_{nx} , P_{ny} , P_{nz} (eventual și de volum, X, Y, Z) într-un punct dat, pe o direcție dată, se calculează în modul următor:

a) sistemul de forțe exterioare date se consideră drept sistem (k) în relațiile (3.3) și următoarele;

b) se consideră drept sistem (l), un sistem de forțe exterioare constând dintr-o singură forță concentrată, aplicată în punctul și pe direcția de interes;

c) se calculează deplasările u_l , v_l , w_l , datorite sistemelor de forțe l;

d) se calculează deplasările efective în punctul dat și pe direcția dată cu ajutorul relației (3.3).

Această cale de calcul reprezintă prezentarea într-un cadru general a metodei Maxwell-Mohr, mult utilizată în Statica structurilor din bare. Forma efectivă de aplicare a metodei are la bază expresia (3.4) întrucât calculul se face (în metoda Maxwell-Mohr) prin intermediul diagramelor de eforturi (momente încovoietoare, forțe axiale etc.), ale căror integrale sânt echivalente cu expresia (3.4).

Dacă, în expresia (3.4), tensiunile se înlocuiesc cu ajutorul legii lui Hooke, utilizându-se exprimarea tensorială,

$$\sigma_{i,j} = \sum_{r,j}^{1,3} E_{jir} \varepsilon_{rj} \quad (3.13)$$

expresia (3.4) se rescrie sub forma simetrică și condensată

$$L_{kl} = \int_V \sum_{r,j}^{1,3} E_{jir} (p) \varepsilon_{jk} \varepsilon_{rj} dV \quad (3.14)$$

3.3. MODELE ADOPTATE PENTRU STRUCTURI UȘOARE TENSIONATE

Structurile ușoare tensionate sunt alcătuite din ferme din cabluri concav-convexe. Având în vedere faptul că elementele constitutive ale fermei nu pot prelua eforturi de compresiune și încovoiere, rigiditatea ansamblului fermei se realizează prin aplicarea forțelor inițiale de preționare.

Schema unei ferme din cabluri este prezentată în fig. 3.1.S. Calculul acestei structuri la acțiuni statice permite o modelare în care intervin toate elementele (talpă superioară, talpă inferioară, montanți),

iar numărul gradelor de libertate va fi egal cu $2 \times$ număr noduri (fig.3.3.S; 3.4.S)

Pentru comportarea la acțiuni dinamice este necesară adoptarea unui model simplificat, care să conducă la un număr redus de grade de libertate.

Astfel se consideră un model în care intervine numai cablul portant considerat ca în fig. 3.2.S, fiind alcătuit din bare articulate la ambele capete. Pentru ca modelul simplificat adoptat să fie reprezentativ pentru fenomenele studiate se ține cont, atât în cazul matricei de rigiditate, cât și în cel al matricei de inerție, și de aportul montanților și al cablurilor de margine.

În continuare se prezintă elementele de bază⁶ pentru determinarea matricelor de rigiditate și inerție pentru bare și ansamblul modelului dinamic considerat.

3.3.1. DETERMINAREA MATRICII DE RIGIDITATE A BAREI CURENTE DE CABLU.

Se consideră o bară articulată de lungime l și modul de rigiditate axială EA , supusă unei forțe axiale N . Apariția unei alungiri specifice ε corespunde unei energii potențiale

$$E_{pl} = 1/2 EA l \varepsilon^2 \quad (3.3.1)$$

unde

E - modulul de elasticitate

A - aria barei.

iar apariția unei rotiri θ

corespunde unei energii potențiale suplimentare.

$$E_{p\theta} = 1/2 NI \theta^2 \quad (3.3.2)$$

unde

N - efortul din bară.

Energia potențială totală va fi

$$E_p = E_{pl} + E_{p\theta} = 1/2 EA l \varepsilon^2 + 1/2 NI \theta^2 \quad (3.3.3)$$

Bara articulată este cuprinsă între nodurile $i-1$ și i , ai căror vectori de poziție sunt \vec{r}_{i-1} și respectiv \vec{r}_i . Deplasările celor două noduri sunt \vec{u}_{i-1} , iar deformarea barei ($\Delta \vec{u} = \vec{u}_i - \vec{u}_{i-1}$) se exprimă în funcție de alungirea specifică ε și de rotirea θ

$$\vec{u}_i - \vec{u}_{i-1} = \varepsilon \bullet (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) + \vec{\theta} * (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) \quad (3.3.4)$$

Dacă se face produsul scalar al fiecărui membru al expresiei (3.3.4) cu vectorul $\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}$ se obține:

$$(\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) \bullet (\vec{u}_i - \vec{u}_{i-1}) = (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) \bullet [\varepsilon \bullet (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1})] + (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) \bullet [\vec{\theta} * (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1})]$$

unde

$$(\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) \bullet \vec{\theta} = 0$$

și va rezulta

$$\varepsilon = \frac{(\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) \bullet (\vec{u}_i - \vec{u}_{i-1})}{(\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) \bullet (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1})} \quad (3.3.5)$$

Dacă se face produsul vectorial al membrilor aceleiași expresii cu vectorul $(\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1})$ se obține

$$(\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) * (\vec{u}_i - \vec{u}_{i-1}) = (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) * [\varepsilon \bullet (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1})] + (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) * [\vec{\theta} * (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1})]$$

unde :

$$(\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) * [\varepsilon \bullet (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1})] = 0$$

și va rezulta

$$\vec{\theta} = \frac{(\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) * (\vec{u}_i - \vec{u}_{i-1})}{(\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1}) * (\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1})} \quad (3.3.6)$$

Nodurile $i-1$ și i sunt definite pentru o bară din planul xoy, de coordonatele (x_{i-1}, y_{i-1}) și respectiv (x_i, y_i) , iar deplasările acestora corespunzătoare gradelor de libertate, vor fi (u_{i-1}, v_{i-1}) și respectiv (u_i, v_i) . Se poate scrie deci

$$\vec{r}_i - \vec{r}_{i-1} = (\vec{i} \bullet (x_i - x_{i-1}) + \vec{j} \bullet (y_i - y_{i-1})) \quad (3.3.7)$$

și, respectiv

$$\vec{u}_i - \vec{u}_{i-1} = (\vec{i} \bullet (u_i - u_{i-1}) + \vec{j} \bullet (v_i - v_{i-1})) \quad (3.3.8)$$

Înlocuind în expresiile (3.3.5) și (3.3.6) se obține

$$\varepsilon = \frac{(\vec{i} \bullet \Delta x + \vec{j} \bullet \Delta y) \bullet (\vec{i} \bullet \Delta u + \vec{j} \bullet \Delta v)}{(\vec{i} \bullet \Delta x + \vec{j} \bullet \Delta y) \bullet (\vec{i} \bullet \Delta x + \vec{j} \bullet \Delta y)}$$

sau

$$\varepsilon = \frac{(x_i - x_{i-1})(u_i - u_{i-1}) + (y_i - y_{i-1})(v_i - v_{i-1})}{l^2} \quad (3.3.9)$$

și, respectiv

$$\vec{\theta} = \frac{(\vec{i} \bullet \Delta x + \vec{j} \bullet \Delta y) * (\vec{i} \bullet \Delta u + \vec{j} \bullet \Delta v)}{(\vec{i} \bullet \Delta x + \vec{j} \bullet \Delta y) * (\vec{i} \bullet \Delta x + \vec{j} \bullet \Delta y)} = \frac{\vec{k} \bullet (\Delta x \Delta v + \Delta y \Delta u)}{\Delta x^2 + \Delta y^2}$$

sau

$$\theta = \frac{(x_i - x_{i-1})(v_i - v_{i-1}) - (y_i - y_{i-1})(u_i - u_{i-1})}{l^2} \quad (3.3.10)$$

Energia potențială pentru bara cuprinsă între nodurile i și j se obține cu ușurință prin înlocuirea lui ε și θ în expresia 3.3.3

$$E_p = \frac{EA [(x_i - x_{i-1})(u_i - u_{i-1}) + (y_i - y_{i-1})(v_i - v_{i-1})]^2}{2 [(x_i - x_{i-1})^2 + (y_i - y_{i-1})^2]^{3/2}} + \frac{1}{2N} \frac{[(x_i - x_{i-1})(v_i - v_{i-1}) - (y_i - y_{i-1})(u_i - u_{i-1})]^2}{[(x_i - x_{i-1})^2 + (y_i - y_{i-1})^2]^{3/2}} \quad (3.3.11)$$

Prin derivarea expresiei energiei potențiale în raport cu deplasările u_{i-1} , v_{i-1} , u_i , v_i , se obțin termenii matricei de rigiditate ai barei

$$\begin{aligned} \frac{\theta^2 E_p}{\theta^2 u_{i-1}^2} &= EA \frac{(x_i - x_{i-1})^2}{l^3} + N \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{l^3} \\ \frac{\theta^2 E_p}{\theta u_{i-1} \theta v_{i-1}} &= EA \frac{(x_i - x_{i-1})(y_i - y_{i-1})}{l^3} - N \frac{(x_i - x_{i-1})(y_i - y_{i-1})}{l^3} \\ \frac{\theta^2 E_p}{\theta^2 v_{i-1}^2} &= -EA \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{l^3} + N \frac{(x_i - x_{i-1})^2}{l^3} \\ \frac{\theta^2 E_p}{\theta u_{i-1} \theta v_i} &= -EA \frac{(x_i - x_{i-1})(y_i - y_{i-1})}{l^3} + N \frac{(x_i - x_{i-1})(y_i - y_{i-1})}{l^3} \\ \frac{\theta^2 E_p}{\theta v_{i-1} \theta u_i} &= -EA \frac{(x_i - x_{i-1})(y_i - y_{i-1})}{l^3} + N \frac{(x_i - x_{i-1})(y_i - y_{i-1})}{l^3} \\ \frac{\theta^2 E_p}{\theta v_{i-1} \theta v_i} &= -EA \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{l^3} - N \frac{(x_i - x_{i-1})^2}{l^3} \\ \frac{\theta^2 E_p}{\theta u_i^2} &= EA \frac{(x_i - x_{i-1})^2}{l^3} + N \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{l^3} \\ \frac{\theta^2 E_p}{\theta u_{i-1} \theta v_{i-1}} &= EA \frac{(x_i - x_{i-1})(y_i - y_{i-1})}{l^3} - N \frac{(x_i - x_{i-1})(y_i - y_{i-1})}{l^3} \\ \frac{\theta^2 E_p}{\theta^2 v_i^2} &= +EA \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{l^3} + N \frac{(x_i - x_{i-1})^2}{l^3} \end{aligned} \quad (3.3.12)$$

Matricea de rigiditate a barei va avea în consecință forma:

$$K = \begin{bmatrix} EA \frac{\Delta x^2}{l^3} + N \frac{\Delta y^2}{l^3} & EA \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} - N \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} & -EA \frac{\Delta x^2}{l^3} - N \frac{\Delta y^2}{l^3} & -EA \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} + N \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} \\ EA \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} - N \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} & EA \frac{\Delta x^2}{l^3} + N \frac{\Delta y^2}{l^3} & -EA \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} + N \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} & -EA \frac{\Delta x^2}{l^3} - N \frac{\Delta y^2}{l^3} \\ -EA \frac{\Delta x^2}{l^3} - N \frac{\Delta y^2}{l^3} & -EA \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} + N \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} & EA \frac{\Delta x^2}{l^3} + N \frac{\Delta y^2}{l^3} & EA \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} - N \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} \\ -EA \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} + N \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} & -EA \frac{\Delta x^2}{l^3} - N \frac{\Delta y^2}{l^3} & EA \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} - N \frac{\Delta x \Delta y}{l^3} & EA \frac{\Delta x^2}{l^3} + N \frac{\Delta y^2}{l^3} \end{bmatrix} \quad (3.3.13)$$

3.3.2. DETERMINAREA MATRICII DE RIGIDITATE PENTRU MODELUL ADOPTAT.

Matricea de rigiditate totală se obține prin asamblarea matricelor de rigiditate individuale ale elementelor care intervin în fiecare nod i , prevăzut cu două grade de libertate : u_i și v_i .

Într-un nod i , contribuie barele cablului purtător cuprinse între nodurile $i-1$ și i și, respectiv, i și $i-1$, și montantul corespunzător. În nodul 1, deci în reazeme contribuie prima bară și bara de margine. În consecință matricea de rigiditate a ansamblului structurii va fi dată de relația

$$K^{(u)} = K^{(u,c)} + K^{(u,m)} \quad (3.3.14)$$

Matricea $K(n,m)$ aduce aportul montanților pentru cazul nodurilor curente și aportul barei de cablu de margine în cazul nodului de reazem.

Energia potențială corespunzătoare unui montant este dată de expresia

$$E_{pm} = \frac{N_m u_m^2}{2 h_m} \quad (3.3.16)$$

unde

N_m - efortul din montant

h_m - lungimea montantului

Matricea de rigiditate va avea termenii

$$k_{ii} = \frac{N_i}{h_{im}} \quad (i \geq 3)$$

Energia potențială corespunzătoare barei de cablu de margine este

$$E_{pr} = \frac{k_0 u_0^2}{2} \quad (3.3.17)$$

unde k_0 - matricea de rigiditate a barei de cablu de margine.

Matricea de rigiditate $k(u,m)$ va avea forma

$$K^{um} = \begin{bmatrix} k_0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & \frac{N_1}{h_1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{N_2}{h_2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline & & & & \frac{N_i}{h_i} & 0 \\ & & & & 0 & 0 \\ \hline & & & & & \frac{N_n}{h_n} & 0 \\ & & & & & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.3.18)$$

Matricea de rigiditate rezultată va avea dimensiunea NL x NL (NL - număr de grade de libertate) sau 2NN x 2NN (NN- număr de noduri), deci pentru cazurile curente numărul gradelor de libertate este mare și apare necesitatea reducerii acestora.

Se introduce o matrice G, care are numărul de linii egal cu numărul gradelor de libertate NL, iar numărul coloanelor egal cu numărul gradelor de libertate dinamică NLD considerat (NLD / NL). Matricea de rigiditate redusă se obține cu relația

$$K_r^{(u)} = G^T \cdot K \cdot G \quad (3.3.19)$$

3.3.3. DETERMINAREA MATRICII DE INERȚIE.

Energia cinetică este prezentă în ecuațiile de mișcare. Pentru sistemul analizat se poate scrie relația

$$(E_c) / \omega^2 = 1/2 \sum_i m_i^{(c)} u_i^2 + 1/2 \sum_i m_i^{(t)} v_i^2 \quad (3.3.20)$$

în care

$m_i^{(c)}$ - masa cablului aferentă nodului i.

$m_i^{(t)}$ - masa totală aferentă nodului i.

Prin derivare se obțin termenii matricei de inerție M (cu dimensiuni NL x NL). Matricea maselor este în cazul studiat diagonală.

Având în vedere că și matricea de inerție are dimensiuni prea mari, se folosește tehnica de reducere utilizată în cazul matricei de rigiditate, obținându-se o matrice de dimensiuni NLD x NLD

$$M_r = G^T \bullet M \bullet G \quad (3.3.21)$$

care este o matrice plină, simetrică.

3.3.4. MODURI PROPRII DE VIBRAȚIE.

În cazul sistemelor dinamice conservative ecuațiile de mișcare

$$m_i u_i + \sum_i^{1,n} c_{ij} u_i + \sum_i^{1,n} k_{ij} u_i = F_i(t) \quad (3.3.22)$$

în care

m_j - termenii matricei de inerție;

c_{ij} - termenii matricei de rigiditate vâscoasă;

k_{ij} - termenii matricei de rigiditate;

$F_j(t)$ - forțele exterioare;

u_j - termenii vectorului deplasărilor.

iau forma

$$m_i u_i + \sum_j^{1,n} k_{ij} u_j = 0 \quad (3.3.22a)$$

sau

$$u_i + \sum_j^{1,n} d_{ij} m_j u_j = 0 \quad (3.3.22b)$$

în care

d_{ij} - termenii matricei de deformabilitate.

În studiul vibrațiilor libere se caută soluții de forma

$$u_i(t) = u_i \cos \omega t \quad (3.3.23)$$

care duc pentru accelerații la expresiile

$$u_i(t) = -\omega^2 a_i \cos \omega t \quad (3.3.24)$$

Înlocuind în ecuațiile de mișcare se obține

$$u_i = \omega^2 \sum_j^{1,n} d_{ij} m_j a_j \quad (3.3.25)$$

ceea ce înseamnă un sistem de ecuații omogene, care admit o soluție nebanală, a_i , numai dacă determinantul sistemului este nul

$$\begin{vmatrix} d_{11} - \frac{1}{\omega^2 m_1} & d_{12} \dots \dots \dots & d_{1n} \\ d_{21} & d_{22} - \frac{1}{\omega^2 m_2} \dots & d_{2n} \\ \dots & \dots & \dots \\ d_{n1} & d_{n2} \dots \dots \dots & d_{nn} - \frac{1}{\omega^2 m_n} \end{vmatrix} = 0 \quad (3.3.26)$$

Ecuția (3.3.26) este o ecuație algebrică de gradul n în parametrul

$$\lambda = \frac{1}{\omega^2} \quad (3.3.27)$$

și admite n soluții reale, pozitive

$$\lambda_r = \frac{1}{\omega_r^2} \quad (3.3.28)$$

Valorile ω_r , notate în ordine crescătoare sunt pulsațiile proprii ale sistemului, iar soluțiile a_{ir} corespunzătoare acestora sunt vectori proprii.

3.3.5. EVALUAREA EFECTELOR FLUCTUANTE ALE ACȚIUNII VÂNTULUI.

Acțiunea vântului se manifestă prin forțe exterioare distribuite, orientate, în mod preponderent, normal la suprafața expusă, dar având și componente tangențiale, importante în special pentru elemente de suprafață mare.

Forțele aplicate de vânt sunt variabile în timp. Din punct de vedere al efectului asupra construcțiilor, acțiunea vântului se consideră ca sumă a două componente, statică și fluctuantă.

Acțiunea statică a vântului, conform prevederilor standardului în vigoare corespunde vitezei mediate pe un interval de timp de referință de două minute (mult mai lung decât perioadele proprii ale construcțiilor).

Acțiunea fluctuantă a vântului se manifestă prin :

a) fluctuații ale presiunii dinamice, datorită fluctuațiilor de viteză în jurul valorii medii, care conduc la oscilații ale construcțiilor a căror direcție predominantă este apropiată de direcția mediată a scurgerii aerului ; acțiunea se consideră variabilă conform STAS 10101/OA-77 ;

b) apariția de forțe alternante, normale pe direcția mediată a scurgerii aerului, datorită degajării alternative de vârtejuri în jurul obstacolelor de formă cilindrică sau apropiată de aceasta; acțiunea se consideră excepțională, conform STAS 10101/OA-77;

c) generarea de oscilații autoîntreținute, fenomene de galopare etc.

3.3.6. DETERMINAREA COMPONENTEI FLUCTUANTE.

Efectul fluctuant al acțiunii vântului, manifestat prin oscilații ale construcțiilor a căror direcție predominantă este apropiată de direcția mediată a scurgerii aerului, se evaluează prin forțe de inerție care se determină separat pentru diferitele moduri proprii de oscilație, conform metodei din STAS 10101/20-90

Prin această metodă se determină forțele de inerție normate corespunzătoare gradelor de libertate considerate în calcule și diferitelor moduri proprii de oscilație.

Pentru construcții care se asimilează cu sisteme dinamice cu număr finit de grade de libertate, forța de inerție normalată corespunzătoare gradului de libertate k și modului propriu de oscilație r , P_{kr}^n se determină cu relația

$$P_{kr}^n = m_k \omega_{kr}^n \quad (kN) \quad (3.v.1)$$

în care

m_k - masa corespunzătoare gradului de libertate k ;

ω_{kr}^n - accelerația normalată corespunzătoare gradului de libertate k și modului propriu r , determinată cu relația

$$\omega_{kr}^n = \beta_r \theta_{kr} g_v \quad (m/s^2) \quad (3.v.2)$$

β_r - coeficient dinamic, corespunzător modului propriu r ;

θ_{kr} - factor de formă proprie ;

g_v - presiunea dinamică de bază stabilizată

Coeficientul dinamic $\beta_r = \beta_r(\varepsilon)$, se determină cu relația

$$\beta_r(\varepsilon) = \sqrt{\frac{0,475}{n_0} \varepsilon^{0,63} + 1 - 1,44 \varepsilon^{0,76}} \quad (3.v.3)$$

pentru

$$\varepsilon = \varepsilon_r = \frac{T_r v_0^{(2 \text{ min})}}{1200} \quad (3.v.4)$$

în care

T_r - perioada proprie de ordinul r a structurii considerate;

$v_0^{(2 \text{ min})}$ - viteza de calcul a vântului determinată cu relația

$$v_0^{(2 \text{ min})} = v_{2m} \sqrt{\gamma_F} \quad (3.v.5)$$

unde

γ_F - coeficient parțial de siguranță pentru acțiunea vântului ;

v_{2m} - viteza mediată pe două minute cu perioada de revenire de 10 ani.

Factorul de formă proprie θ_{kr} se obține cu relația

$$\theta_{kr} = \frac{v_{kr} P_{kr}}{\sum m_k v_{kr}^2} \quad (3.v.6)$$

$$P_r = \left[\sum A_k c_{ik} c_h(z_k) A_l c_{lk} c_h(z_l) v_{kr} v_{lr} \mu_k \mu_l \rho_{klr} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.v.7)$$

în care

p_r - factor de participare;

v_{kr} - deplasări corespunzătoare modului propriu r , după gradul de libertate k ;

A_k - aria expusă, în metri pătrați, aferentă gradului de libertate k ;

c_{tk} - coeficientul corespunzător ariei aferente gradului de libertate k ;

$c_h(z_k)$ - coeficientul c_h corespunzător cotei z_k a centrului ariei A_k ;

μ_k - factor de turbulență corespunzător cotei z_k ;

ρ_{klr} - coeficient de corelație spațială a fluctuațiilor vântului corespunzător gradelor de libertate k și l și modul propriu r , care în absența unor date mai precise, se determină cu relația

$$\rho_{klr} = e^{-\left(\frac{f_r}{v_0^{1.2 \min}} \sqrt{c_x^2 \Delta x_{kl}^2 + c_y^2 \Delta y_{kl}^2 + c_z^2 \Delta z_{kl}^2} \right)} \quad (3.v.8)$$

$$f_r = \frac{1}{T_r} \quad (3.v.9)$$

c_x, c_y, c_z , coeficienți ce se obțin din Tabelul 3.3.6.1;

$$\Delta x_{kl} = x_k - x_l$$

$$\Delta y_{kl} = y_k - y_l$$

$$\Delta z_{kl} = z_k - z_l$$

În aceste relații O_x este direcția mediată a vântului, O_y este direcția orizontală normală direcției O_x , O_z este direcția verticală, iar $x_k, x_l, y_k, y_l, z_k, z_l$ sunt coordonatele punctelor cărora li se asociază gradele de libertate k și l .

Tabelul 3.3.6.1.

Direcția de decalare	Valorile coeficienților c
Longitudinală (O_x)	$c_x = \frac{10}{\sqrt{z}}$
Transversală (O_y)	$c_y = 2 \left(\frac{20}{z} \right)^{0.25}$
Verticală (O_z)	$c_z = \frac{10}{(z_1 - z_2)^{0.25}}$

În tabelul 3.3.6.1, cotele z se consideră în metri și reprezintă cotele deasupra terenului (în cazul corelației spațiale pe verticală, cotele celor două puncte între care se determină coeficientul).

3.3.7. COMPUNEREA EFECTELOR.

Efectele totale ale componentei statice și ale componentei fluctuante (valori normate) se determină cu relația

$$N^n = N^{n(st)} \pm N^{n(fl)} \quad (3.v.10)$$

în care

N^n - un efect de o anumită natură (efort, deplasare etc.);

$N^{n(st)}$ - componenta statică a efectului respectiv;

$N^{n(fl)}$ - componenta fluctuantă a efectului respectiv.

Componenta fluctuantă $N^{n(fl)}$ se determină cu relația :

$$N^{p(fl)} = \sqrt{\sum (N_r^n)^2} \quad (3.v.11)$$

în care

N_r^n - componentele fluctuante ale efectului respectiv, corespunzătoare modurilor proprii r , determinate pe baza forțelor P_r^n obținute cu relația (3.v.1)

3.3.8. DESCRIEREA PROGRAMULUI DE CALCUL

Programul de calcul TENSIN a fost elaborat de către autoarea tezei, pe baza metodologiei prezentate.

În continuare se descriu subrutinele componente, în ordinea etapelor de calcul.

Subrutina MRGB calculează matricea de rigiditate a barei de cablu -AKB și a montanților -AKM.

Subrutina MRGC assemblează matricele de rigiditate elementare (barele cablului, barele de margine și montanții) AKK.

Subrutina MDEF calculează matricea G , cu ajutorul căreia se trece de la matricea de rigiditate a structurii -AKK la matricea de rigiditate redusă AKR.

Subrutina MASE assemblează matricea de inerție AM și calculează matricea de inerție redusă AMR.

Subrutina MRGR calculează matricea de rigiditate redusă AKR.

Subrutina IMGJ inversează matricea de rigiditate redusă a structurii - AKR pentru a se obține matricea de deformabilitate ADR.

Subrutina ALVAVD rezolvă problema valorilor proprii pentru structura considerată. pentru numărul de grade de libertate dinamică ales se obțin pulsațiile proprii, frecvențele proprii și perioadele proprii.

Formele proprii de vibrație obținute sunt în număr egal cu numărul gradelor de libertate dinamică, dar fiecare se obține, prin dilatarea cu aceeași matrice G, pentru toate gradele de libertate.

Subrutina EXVAVD realizează ieșirea rezultatelor privind caracteristicile dinamice, calculate în subrutina ALVAVD.

Rezultatele obținute în urma executării programului TENSIN se referă la caracteristicile dinamice ale structurii alcătuite din cabluri tensionate. Acestea sunt folosite în continuare pentru determinarea efectelor datorate acțiunii vântului.

În acest scop se utilizează subprogramul de calcul VANTRAF, elaborat de INCERC. Acest program urmărește metodologia care este în concordanță cu prevederile STAS-10.101/20-90

3.4. PROGRAM DE CALCUL PENTRU MODELUL SPAȚIAL

Pentru modelul spațial adoptat, fig.3.5'.S., numărul gradelor de libertate va fi egal cu 3x număr secțiuni transversale ale structurii.

3.4.1. MATRICEA DE RIGIDITATE

Matricea de rigiditate generală se va obține prin asamblarea matricelor individuale, astfel:

- pentru fiecare fermă plană se definesc deformatile G, cu ajutorul cărora se obține matricea de rigiditate plană redusă;

- matricea K_V ("vertical") pentru planul A se copiază pentru gradele de libertate $3k - 2$;

- matricea K_V ("vertical", aceeași cu cea de mai sus) se copiază pentru gradele de libertate $3k - 1$;

- matricea K_L ("lateral") pentru planul C se copiază înmulțită cu $(\sin^2 \alpha)$ pentru gradul de libertate $3k - 2$, cu $(\cos^2 \alpha)$ pentru gradul de libertate $3k$ și cu $(\sin \alpha \cdot \cos \alpha)$ pentru cuplarea lor;

- matricea K_L ("laterală", aceeași cu cea de mai sus) pentru planul D se copiază înmulțită cu $(\sin^2 \alpha)$ pentru gradul de libertate $3k - 1$, cu $(\cos^2 \alpha)$ pentru gradul de libertate $3k$ și cu $(-\sin \alpha \cdot \cos \alpha)$ pentru cuplare;

- matricea K_h ("orizontală") pentru planul E se copiază pentru gradele de libertate $3k - 2$ și $3k - 1$.

Matricele K_V și K_L se calculează conform relațiilor 3.s.3.a.÷3.s.3.e, iar matricea K_h va avea forma:

$$K_h = \begin{bmatrix} N_1/l_1 & -N_1/l_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots \\ -N_1/l_1 & N_1/l_1 & 0 & 0 & & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & N_2/l_2 & -N_2/l_2 & & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & -N_2/l_2 & N_2/l_2 & & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & & N_i/l_i & -N_i/l_i & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & -N_i/l_i & N_i/l_i & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \quad (3.s.1)$$

unde: N_i - efortul din tirant
 l_i - lungimea tirantului

Matricile G se definesc, pe rând pentru fiecare plan vertical și, respectiv, pentru fiecare plan înclinat, separat pentru varianta antisimetrică și pentru cea simetrică, în raport cu planul transversal al structurii.

Matricea de rigiditate a ansamblului structurii va fi astfel organizată sub forma:

$$K_s = \begin{bmatrix} \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} \\ \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} \\ \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} \\ \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} \\ \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} \\ \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} & \vdots & \text{---} \end{bmatrix} \quad 3 \times N_s \quad (3.s.2)$$

și se obține prin ansamblarea matricilor componente, definite în continuare:

- matricea K_v , în plan vertical stânga A:

$$\begin{bmatrix} k_{11v} & 0 & 0 & k_{12v} & 0 & 0 & k_{13v} & 0 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & \dots \\ k_{21v} & 0 & 0 & k_{22v} & 0 & 0 & k_{23v} & 0 & 0 & & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \quad (3.s.3a)$$

- matricea K_V , în plan vertical dreapta B

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & k_{11v} & 0 & 0 & k_{12v} & 0 & 0 & k_{13v} & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & k_{21v} & 0 & 0 & k_{22v} & 0 & 0 & k_{23v} & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \quad (3.s.3b)$$

- matricea K_l , în plan lateral stânga C

$$\begin{bmatrix} k_{11l} \sin^2 \alpha & 0 & k_{11l} \sin \alpha \cos \alpha & k_{12l} \sin^2 \alpha & 0 & k_{12l} \sin \alpha \cos \alpha & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ k_{11l} \sin \alpha \cos \alpha & 0 & k_{11l} \cos^2 \alpha & k_{12l} \sin \alpha \cos \alpha & 0 & k_{12l} \cos^2 \alpha & \dots & \dots & \dots \\ k_{21l} \sin^2 \alpha & 0 & k_{21l} \sin \alpha \cos \alpha & k_{22l} \sin^2 \alpha & 0 & k_{22l} \sin \alpha \cos \alpha & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ k_{21l} \sin \alpha \cos \alpha & 0 & k_{21l} \cos^2 \alpha & k_{21l} \sin \alpha \cos \alpha & 0 & k_{22l} \cos^2 \alpha & \dots & \dots & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \quad (3.s.3c)$$

- matricea K_l , în plan lateral D

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & k_{11l} \sin^2 \alpha & -k_{11l} \sin \alpha \cos \alpha & 0 & k_{12l} \sin^2 \alpha & -k_{12l} \sin \alpha \cos \alpha & \dots & \dots \\ 0 & -k_{12l} \sin \alpha \cos \alpha & k_{12l} \cos^2 \alpha & 0 & -k_{12l} \sin \alpha \cos \alpha & k_{12l} \cos^2 \alpha & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & k_{21l} \sin^2 \alpha & -k_{21l} \sin \alpha \cos \alpha & 0 & k_{22l} \sin^2 \alpha & -k_{22l} \sin \alpha \cos \alpha & \dots & \dots \\ 0 & -k_{21l} \sin \alpha \cos \alpha & k_{21l} \cos^2 \alpha & 0 & -k_{22l} \sin \alpha \cos \alpha & k_{22l} \cos^2 \alpha & \dots & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \quad (3.s.3d)$$

- matricea K_h , în plan orizontal

$$\begin{bmatrix} k_{110} & -k_{110} & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ -k_{110} & k_{110} & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & k_{220} & -k_{220} & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & -k_{220} & k_{220} & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \quad (3.s.3e)$$

3.4.2. DETERMINAREA MATRICII DE INERȚIE

Matricea de inerție a ansamblului structurii (fig. 3.5'.S.) se va obține prin ansamblarea matricelor de inerție ale elementelor plane componente;

- matricea M_{cvs} - pentru ferma verticală din planul A;
- matricea M_{cvd} - pentru ferma verticală din planul B;
- matricea M_{clv} - pentru ferma laterală din planul C;
- matricea M_{cld} - pentru ferma laterală din planul D;
- matricea M_h - pentru elementele orizontale de legătură.

Matricele de inerție M_{cvs} , M_{cvd} , M_{cls} și M_{cld} au termeni ce reprezintă numai masa cablului.

Matricea de inerție M_h va ține seama de repartiția maselor pe elementele de legătură orizontale (fig. 3.5'.S) și va avea forma:

$$\begin{bmatrix} m_{11} \sum \xi_i^2 & m_{11} \sum \xi_i \xi_i & 0 & m_{12} \sum \xi_i \xi_i & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_{11} \sum \xi_i \xi_i & m_{11} \sum \xi_i^2 & 0 & m_{12} \sum \xi_i^2 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & m_{11} & 0 & m_{12} & \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_{21} \sum \xi_i^2 & m_{21} \sum \xi_i \xi_i & 0 & m_{22} \sum \xi_i \xi_i & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_{21} \sum \xi_i \xi_i & m_{21} \sum \xi_i^2 & 0 & m_{22} \sum \xi_i^2 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 & m_{22} & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \quad (3.s.4)$$

3.4.3. EVALUAREA EFECTELOR ACȚIUNII SEISMICE

Considerarea oscilațiilor seismice spațiale permite o evaluare mai consecventă a efectelor acțiunii seismice.

Relațiile de calcul au la bază aceleași premize generale ca cele utilizate în cazul calculului simplificat din normativ P100-1992, făcându-se însă adaptările necesare. Efectuarea unei analize a oscilațiilor spațiale implică efectuarea calculelor într-o singură etapă, eliminându-se necesitatea de compunere a efectelor seismice corespunzând oscilațiilor separate în planuri verticale diferite și de considerarea separată a efectelor de torsiune generală în raport cu o axă verticală.

Determinarea accelerațiilor, încărcărilor, eforturilor și deplasărilor seismice convenționale.

În cazul considerării oscilațiilor spațiale accelerațiile seismice convenționale se stabilesc cu o relație comparabilă cu relația:

$$W_{kr} = c_{kr} g \quad (3.ss.1)$$

unde gradele de libertate de indice k pot avea o semnificație arbitrară, corespunzând unor deplasări de translație sau de rotație în raport cu orice direcție. Forțele de inerție corespunzătoare sunt date de relația:

$$S_{kr} = m_k W_{kr} = c_{kr} g m_k = c_{kr} G_k \quad (3.ss.2)$$

în care:

$$c_{kr} = k_s \beta_r \Psi \eta_{kr} \quad (3.ss.3)$$

unde:

k_s - coeficient funcție de zona seismică de calcul a amplasamentului;

β_r - coeficient de amplificare dinamică în modul "r" de vibrație, funcție de compoziția spectrală a mișcării seismice la amplasament;

Ψ - coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice ținând seama de ductilitatea structurii, de capacitatea de redistribuție a eforturilor, de ponderea cu care intervin rezervele de rezistență neconsiderate în calcul, precum și de efectele de amortizare a vibrațiilor, altele decât cele asociate structurilor de rezistență.

η_{kr} - are expresia generală data de relația 3.ss.4.

În cazul unor modele de calcul în care matricele de inerție sunt nediagonale, în locul maselor m_k se vor considera matrice cu termeni $m_{k'k''}$, iar relația (3.ss.2) se generalizează sub forma

$$S_{k'r} = \sum_{k''} m_{k'k''} W_{k''r} = \sum_{k''} c_{k''r} g m_{k'k''} \quad (3.ss.2')$$

Intrucât în analizele oscilațiilor spațiale intervin frecvent cazuri în care este necesară considerarea cuplajului inerțial, relațiile următoare sunt date în două variante corespunzând:

a) cazului particular în care cuplajul inerțial lipsește, iar gradele de libertate de indice k le sunt asociate masa m_k sunt momente de inerție mecanice J_k și când se utilizează relația (3.ss2)

b) cazului general, când este necesară considerarea unei matrice de inerție (matrice a maselor) de forma generală, cu termenii $m_{k'k''}$ și când se utilizează relația (3.ss2').

Expresia generală a coeficientului η_{kr} este dată de relația

$$\eta_{kr} = v_{kr} p_r \quad (3.ss4)$$

în care intervine factorul modal de participare p_r , care se determină cu relații specifice tipului de interfață (zona de contact) între teren și construcție, avându-se în vedere două cazuri:

a") cazul particular în care se admite pentru interfață o mișcare de solid rigid:

b") cazul genral, în care se consideră o mișcare oarecare după gradele de libertate ale intefeiței.

În cazul particular (a"), factorul de participare p_r se determină cu relația:

$$p_r = \sqrt{p_{rx}^2 + p_{ry}^2 + p_{r0}^2} \quad (3.ss5)$$

unde p_{rx} , p_{ry} , p_{r0} reprezintă factorii parțiali de participare.

Pentru factorii de participare p_{rx} și p_{ry} , corespunzând mișcărilor de translație în planul orizontal, se vor utiliza expresiile:

$$p_{rx} = \frac{1}{A_r} \sum_k m_k v_{kr} \gamma_{kx} \quad (3.ss6a)$$

$$p_{ry} = \frac{1}{A_r} \sum_k m_k v_{kr} \gamma_{ky} \quad (3.ss6b)$$

În cazul particular al unei matrice de inerție diagonale, respectiv:

$$p_{rx} = \frac{1}{A_r} \sum_{k'k''} m_{k'k''} v_{k'r} \gamma_{k'x} \quad (3.ss6a')$$

$$p_{ry} = \frac{1}{A_r} \sum_{k'k''} m_{k'k''} v_{k'r} \gamma_{k'y} \quad (3.ss6b')$$

În cazul general al unei matrice de inerție oarecare.

Pentru factorii de participare p_{r0} , corespunzând mișcărilor de rotație în jurul unei axe verticale, se va utiliza expresia:

$$p_{r0} = \frac{\pi \sqrt{2}}{V_c \cdot T_r} \cdot \frac{z}{A_r} \cdot \frac{1}{r} \sum_r \left[m_k (x_k \cdot \gamma_{kv} - y_k \cdot \gamma_{kv}) v_{kr} + J_k \cdot v_{kr} \cdot \gamma_{k0} \right] \quad (3.ss7)$$

În cazul general al unei matrice de inerție oarecare.

În relațiile precedente intervin:

γ_{kr} , etc.: cosinii directori ai gradului de libertate de indice k , în raport cu axele Cx , etc.;

ξ_r : coeficient ale cărui valori corespund normativului P100-1992 factorul A_r , cu expresia:

$$A_r = \sum_k (m_k \cdot v_{kr}^2 + J_k \cdot v_{kr}^2) \quad (3.ss8)$$

în cazul particular al unei matrice de inerție diagonală, respectiv:

$$A_r = \sum_{k^1, k^2} m_{k^1, k^2} \cdot v_{k^1 r} \cdot v_{k^2 r} \quad (3.ss8')$$

în cazul general;

x_k , y_k : coordonatele în plan orizontal, în raport cu sistemul de referință ales, ale punctului la care se raportează un grad de libertate de indice k ;

v_e : viteza echivalentă de propagare a undelor seismice, considerată pentru mișcările de rotație în jurul axei verticale, pentru a cărei evaluare se recomandă o analiză specială a condițiilor geologice locale: în absența unor astfel de evaluări, se admite că, în funcție de natura pachetului geologic superficial, să se adopte valorile:

200m/s: pentru terenuri de rigiditate redusă;

400m/s: pentru terenuri de rigiditate medie;

600m/s: pentru terenuri de rigiditate ridicată.

În cazul general ("b") este necesară la efectuarea unei analize speciale având în vedere relații generalizate pentru factorii de participare p_r , cu considerarea matricei de corelație spațială pentru diferitele grade de libertate ale interfeței teren-construcție.

Coeficientul de echivalență ε_r primește o semnificație mai complexă în cazul analizei oscilațiilor spațiale. El este raportat la o direcție anumită, care trebuie specificată explicit și reflectă modul în care rezultanta forțelor de inerție după direcția respectivă (în cazul unor oscilații de foarte joasă frecvență) se repartizează după modul propriu r .

Coeficientul ε_r se determină cu expresia:

$$\varepsilon_r = \frac{\left(\sum_k m_k v_{kr} \gamma_k \right)^2}{\left(\sum_k m_k \gamma_k^2 \right) \left(\sum_k m_k v_{kr}^2 \right)} \quad (3.ss9)$$

în cazul particular (a'), respectiv cu expresia

$$\varepsilon_r = \frac{\left(\sum_{k'k''} m_{k'k''} v_{k'r} \gamma_{k''}\right)^2}{\left(\sum_{k'k''} m_{k'k''} \gamma_{k'} \gamma_{k''}\right) \left(\sum_{k'k''} m_{k'k''} v_{k'r} v_{k'r}\right)} \quad (3.ss9')$$

în cazul particular general (b').

În relațiile (3.9) și (3.9') γ_{kr} sunt cosinii unghiurilor dintre direcțiile corespunzătoare gradelor de libertate k și direcția de translație orizontală considerată.

Aplicarea după caz a relațiilor (3.ss9) sau (3.ss9'), valabila numai pentru oscilații de translație unidirecțională, este importantă, pentru a se evita erori considerate în calcule (de regulă subevaluări ale valorilor ε_r).

Combinarea efectelor diferitelor moduri proprii de oscilație.

În vederea combinării eforturilor și deplasărilor corespunzătoare diferitelor moduri proprii, se va utiliza de regulă relația:

$$N = \sqrt{\sum_r N_r^2} \quad (3.ss10)$$

În cazurile în care două perioade proprii succesive, T_r și T_{r+1} , diferă între ele cu mai puțin de 10%, se recomandă sumarea liniară (în valori absolute) a eforturilor corespunzătoare, determinându-se eforturi $N_{r, r+1}$ cu relația:

$$|N_{r, r+1}| = |N_r| + |N_{r+1}| \quad (3.ss11)$$

și considerarea sumelor $|N_{r, r+1}|$ ca un singur termen în relația (3.10).

Când există posibilitatea, se recomandă înlocuirea relațiilor de comunicare a efectelor modale (3.ss10) și (3.ss11), prin reguli mai riguroase, deduse pe bază stohastică.

3.4.4. RECOMANDĂRI SUPLIMENTARE PRIVIND TEHNICA DE CALCUL.

În vederea reducerii volumului de calcul, se admite adoptarea unor ipoteze cinematice care permit să se reducă numărul de grade de libertate considerate.

În vederea reducerii volumului de calcul, se recomandă determinarea eforturilor, N_r , corespunzătoare diferitelor moduri proprii r , direct pe baza deplasărilor convenționale δ_{kr} , date de relația:

$$\delta_{kr} = \frac{1}{\omega_r^2} w_{kr} = \frac{T_r^2}{4\pi^2} w_{kr} \quad (3.ss12)$$

(unde w_{kr} sunt accelerațiile convenționale date de relația (3.ss1), evitându-se astfel calculul eforturilor și deplasărilor statice

corespunzătoare forțelor seismice convenționale print-un nou calcul static. Se menționează precizia ridicată cu care trebuie să fie determinate, în acest caz, deplasările.

Descrierea programului de calcul TENSPD.

Programul de calcul TENSPD elaborat de autoarea tezei pe baza metodologiei prezentate pentru modelul spațial, cuprinde următoarele:

Pentru fiecare fermă:

Subrutina MRGB calculează matricea de rigiditate a barei de cablu - AKB și a montanților - AKM.

Subrutina MRGC assemblează matricele de rigiditate elementare (barele de cabluri, barele de margine și montanții) AKK.

Subrutina MDEF calculează matricea G, cu ajutorul căreia se trece de la matricea de rigiditate a structurii - AKK la matricea de rigiditate redusă AKR.

Subrutina MASE assemblează matricea de inerție AM și calculează matricea de inerție redusă AMR.

Subrutina MRGR calculează matricea de rigiditate redusă AKR.

Pentru elementele orizontale de legătură:

Subrutina MRGH calculează matricea de rigiditate coresponzătoare tiranților orizontali;

Subrutina MASEH calculează matricea de inerție AMH;

Subrutina MRSPGR assemblează matricea de rigiditate a structurii AKSR;

Subrutina MASSP assemblează matricea de inerție a structurii.

Subrutina MRGR calculează matricea de rigiditate redusă AKR.

Subrutina IMGJ inversează matricea de rigiditate redusă a structurii - AKP pentru a se obține matricea de deformabilitate ADR.

Subrutina ALVAVD rezolvă problema valorilor proprii pentru structura considerată. Pentru numărul de grade de libertate dinamică ales se obțin pulsațiile proprii, frecvențele proprii. Formele proprii de vibrație obținute sunt în număr egal cu numărul gradelor de libertate dinamică, dar fiecare se obține, prin dilatarea cu aceeași matrice G, pentru toate gradele de libertate.

Subrutina EXVAVD realizează ieșirea rezultatelor privind caracteristicile dinamice, calculate în subrutina ALVAVD.

Rezultatele obținute în urma executării programului de calcul TENSPD cuprind caracteristicile dinamice ale ansamblului structurii alcătuită din cabluri tensionate: moduri proprii de vibrație, perioade proprii, frecvențe proprii, etc. Acestea vor constitui date de intrare pentru subprogramul de calcul EFDIN, elaborat în INCERC. Acest program conduce la obținerea eforturilor în barele structurii și a

deplasărilor nodurilor, conform metodologiei prezentate, care urmărește prevederile anexei C a Normativului de calcul al clădirilor la acțiuni seismice P.100-92.

3.5. APLICAȚIE A PROGRAMULUI DE CALCUL

Autorul a făcut o aplicație a experienței sale, în domeniul structurilor suspendate, la proiectarea spratraversărilor râurilor Trotuș și Slănic pentru susținerea a patru conducte de siguranță, la cererea proiectantului ICPM, Cluj- Napoca, pentru efectuarea calculului la încărcări statice și dinamice a structurii suspendate a spratraversărilor. Calculul la încărcări statice a urmărit metodologia de calcul prezentată în capitolul nr.2 al lucrării, pe baza căreia s-a stabilit un ansamblu pretensionat.

Programul de calcul descris anterior, a fost utilizat în verificarea efectelor încărcărilor dinamice asupra ansamblului pretensionat rezultat din încărcările statice.

Astfel s-au determinat caracteristicile dinamice ale ansamblului încărcat cu pretensionarea inițială și greutatea permanentă.

Conform metodologiei de calcul prezentată în acest capitol s-au determinat încărcările din vânt și eforturile corespunzătoare.

În continuare se prezintă elementele geometrice, și aplicația programului de calcul pentru evaluarea caracteristicilor dinamice a ansamblului pretensionat.

În final se prezintă stările de eforturi din structură și dimensionarea cablurilor.

3.5.1. ELEMENTE CONSTRUCTIVE PRIVIND ALCĂȚUIREA SUPRATRAVERSĂRII.

Structura de susținere a conductelor de saramură este alcătuită dintr-un ansamblu spațial de cabluri unite între ele prin noduri și montanți rigizi (PI 3.1.S și 3.1.S/2).

Structura aleasă este de formă concav-convexă alcătuită din cabluri (superior și inferior) și montanți. Deschiderea totală este de 130 m, iar montanții se află la distanțe egale, de 5 m.

Elementul portant al ansamblului este realizat din 6 cabluri compuse, ϕ 68 (STAS 1353 – 80) iar elementul stabilizator la încărcării din vânt este realizat din două cabluri compuse, ϕ 68 (STAS 1353/80), dispuse de o parte și de alta a cablurilor portante.

Montanții sunt alcătuiți din bare rigide din oțel.

Pentru calculele, care se desfășoară conform algoritmului și programului descrise în capitolele anterioare, s-a considerat numai

cablul purtător (superior). Datorită numărului mare de noduri, bare (considerate între nodurile care se află la punctele de incidență montant-cablu) și, deci, grade de libertate se utilizează faptul că structura este simetrică în raport cu un ax vertical ce trece prin mijlocul fermei. Astfel, analiza se va face într-o primă etapă pentru ipoteza de comportare simetrică, și care va conduce la moduri proprii specifice și, în cea de-a doua etapă, pentru ipoteza de comportare antisimetrică, ce va conduce desigur la modurile proprii corespunzătoare.

În fig.3.2.S, este prezentată modelarea structurii pentru care s-au efectuat calculele. Se poate observa că numărul nodurilor NN este 14, cel al barelor NB = 13, iar numărul gradelor de libertate NL este de 28. Pentru aceste dimensiuni ale problemei se determină matricea de rigiditate AK (NL,NL), respectiv AK (28,28)

3.5.2. MATRICEA DE INERȚIE

Matricea de Inerție AM (NL,NL) este diagonală, având valori ale masei egale cu masa cablului aferentă unui nod pentru $IL = 1, 3, \dots, NL-1$ și valori ale masei totale aferentă unui nod pentru $IL = 2, 4, \dots, NL$.

În continuare se determină matricea G (NL,NLD) cu ajutorul căreia se obține matricea de rigiditate redusă, pentru un număr de grade de libertate dinamică egal cu numărul de bare NB=13- pentru situația în care se are în vedere ipoteza antisimetrică și egal cu numărul de bare la care se adaugă încă unul NB+1 =14 - pentru ipoteza simetrică (3.5.3.2). Deci matricea G va fi de (28x13) în ipoteza antisimetrică (3.5.3.1.) și de (28x14) în cea simetrică.

3.5.3. GRADE DE LIBERTATE DINAMICĂ

Gradele de libertate dinamică avute în vedere (fig 3,5'S) sunt alese drept deformatate ale structurii. Dacă indicele numărului acestora NLD se notează k, iar cel al gradelor de libertate NL se notează i, se precizează în continuare deformatate considerate distinct pentru :

a) Ipoteza antisimetrică în tabel.

Tabel 3.5.3.1.

Grade de libertate i = 1,NL	Grade de libertate dinamică k = 1,NB	
	k = 1... NB-1	k = NB
1	$u_{ik} = 0$	$u_{ik} = 1$
2	$v_{ik} = 0$	$v_{ik} = 0$
3	$u_{ik} = u_{ik-1} - \frac{y_i - y_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} (v_{ik} - v_{i-1,k})$	$u_{ik} = 1$
4	$v_{ik} = \sin \frac{\pi_{ik}}{NB}$	$v_{ik} = 0$
NL-3		$u_{ik} = 1$
NL-2		$v_{ik} = 0$
NI-1	$u_{ik} = u_{i-1,k} - \frac{y_i - y_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} (v_{ik} - v_{i-1,k})$	$u_{ik} = 1$
NL	$v_{ik} = 0$	$v_{ik} = 0$

b) Ipoteza simetrică în tabel.

Tabel 3.5.3.2

Grade de libertate i = 1,NL	Grade de libertate dinamică k = 1,NB		
	k = 1... NB	k = NB	K = NB+1
1	$u_{ik} = 0$	$u_{ik} = y_{NB} - y_i$	$u_{ik} = 1$
2	$v_{ik} = 0$	$v_{ik} = 0$	$v_{ik} = 0$
3	$u_{ik} = u_{i-1,k} - \frac{y_i - y_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} (v_{ik} - v_{i-1,k})$	$u_{ik} = y_{NB} - y_i$	$u_{ik} = 0$
4	$v_{ik} = \sin \frac{\pi_{ik}}{NB}$	$v_{ik} = x_i - x_1$	$v_{ik} = \sin \frac{\pi_{ik}}{2NB}$
NL-3		$u_{ik} = 1$	
NL-2		$v_{ik} = 0$	
NI-1	$u_{ik} = 0$	$u_{ik} = y_{NB} - y_i$	$u_{ik} = 0$
NL	$v_{ik} = v_{i-1,k} - \frac{y_i - y_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} (u_{i-1,k})$	$v_{ik} = x_i - x_1$	$v_{ik} = \sin \frac{\pi_{ik}}{2NB}$

3.5.4. MATRICEA DE RIGIDITATE REDUSĂ

$$AKR(NLD,NLD) = G^T(NLD,NL) \times AK(NL,NL) \times G(NL,NLD)$$

va fi pentru ipoteza antisimetrică

$$AKR(13,13) = G^T(13,28) \times AK(28,28) \times G(28,13)$$

și, respectiv, pentru cea simetrică

$$AKR(14,14) = G^T(14,28) \times AK(28,28) \times G(28,14)$$

Matricea de inerție redusă

$$AMK(NLD,NLD) = G^T(NLD,NL) \times AM(NL,NL) \times G(NL,BLD)$$

va fi pentru ipoteza antisimetrică

$$AMK(13,13) = G^T(13,28) \times AM(28,28) \times G(28,13) \quad (3.5.3.1)$$

Și, respectiv, pentru cea simetrică

$$AMR(14,14) = G^T(14,28) \times AM(28,28) \times G(28,14) \quad (3.5.3.2)$$

3.5.5. VALORILE PERIOADELOR CARACTERISTICE REZULTATE PRIN APLICAREA PROGRAMULUI DE CALCUL

Rezultatele aplicării programului de calcul, ce conțin caracteristicile dinamice ale structurii, se prezintă în tabelele din Anexa nr. 1, pentru varianta antisimetrică și cea simetrică. În tabelul ce urmează sunt extrase date, din aceste tabele, cu privire la perioadele proprii de vibrație, corespunzătoare modurilor proprii.

Mod	Perioada Proprie (s)	
	Varianta antisimetrică	Varianta simetrică
1.	2,61	1,59
2.	1,31	1,03
3.	0,89	0,81
4.	0,68	0,63
5.	0,55	0,57
6.	0,47	0,51
7.	0,42	0,45
8.	0,38	0,41
9.	0,35	0,37
10.	0,33	0,34

3.5.6. STĂRI DE EFORTURI FINALE DIN GRUPĂRI DE ÎNCĂRCĂRI

Nr. crt.	Grupări de încărcări	Simboluri pe grupări de încărcări	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)
1	Structura + pret.	$H_{i,p} = H_{i,APV} + H_{i,p}$	389,5	455,5
2	Structura + pret. +1cond+ saramura + pasarela	$H_{i,OPV1} = H_{i,p} + H_{i,ATQPV1}$	805,5	416,85
3	Struc. + pret. +2cond +saramura + pasarela	$H_{i,OPV2} = H_{i,ATQPV2}$	1080,1	391,35
4	Struc. +pret. + chiciură	$H_{i,TV1} = H_{i,p} + H_{i,ATV1}$		148,2
5	Struo. + pret. + 1cond + saramura + chiciura	$H_{i,TV2} = H_{i,OPV1} + H_{i,ATV2}$	915,03	408,7
6	Struc. + prt. + 2cond. + saramura + chiuciura	$H_{i,TV3} = H_{i,OPV2} + H_{i,ATV3}$	1234,6	377,01
7	Grupare 1+ temperatura	$H_{i,p,t}^{(+)} = H_{i,p} + H_{i,t,1}$	334,5	240,5
8	Guparea 2 + temperatura	$H_{i,OPV1,t}^{(+)} = H_{i,OPV1} + H_{i,t,1}$	750,5	201,85
9	Gruparea 3 + temperatura	$H_{i,OPV2,t}^{(+)} = H_{i,OPV2} + H_{i,t,1}$	1025,1	176,35
10	Structură + temp. + vânt	$H_{i,p,t,v}^{(+)} = H_{i,p,t} \pm H_{i,v}^{(+)}$	334,5	350,5; 130,5
11	Gruparea 8 + vânt	$H_{i,OPV1,t,v}^{(+)} = H_{i,OPV1,t}^{(+)} \pm H_{i,v}^{(+)}$	750,5	311,85 91,85
12	Gruparea 9 + vânt	$H_{i,OPV2,t,v}^{(+)} = H_{i,OPV2,t}^{(+)} \pm H_{i,v}^{(+)}$	1025,1	286,35 66,35
13	Gruparea 1 + vânt	$H_{i,p,v}^{(+)} = H_{i,p} \pm H_{i,v}^{(+)}$	389,5	565,5 345,5
14	Gruparea 2 + vânt	$H_{i,OPV1,v}^{(+)} = H_{i,OPV1} \pm H_{i,v}^{(+)}$	805,5	526,85 306,85
15	Gruparea 3 + vânt	$H_{i,OPV2,v}^{(+)} = H_{i,OPV2} \pm H_{i,v}^{(+)}$	1080,1	501,35 281,35
16	Gruparea 4 + vânt	$H_{i,TV1,v}^{(+)} = H_{i,TV1} \pm H_{i,v}^{(+)}$	471,3	558,2 338,2
17	Gruparea 5 + vânt	$H_{i,TV2,v}^{(+)} = H_{i,TV2} \pm H_{i,v}^{(+)}$	915,03	516,7 296,7
18	Gruparea 6 + vânt	$H_{i,TV3,v}^{(+)} = H_{i,TV3} \pm H_{i,v}^{(+)}$	1234,6	487,1 267
19	Gruparea 1 + temp. negativă	$H_{i,p,t}^{(-)} = H_{i,p} + H_{i,t,2}$	445,5	670,5
20	Gruparea 2 + temp. negativă	$H_{i,OPV1,t}^{(-)} = H_{i,OPV1} + H_{i,t,2}$	860,5	631,85
21	Gruparea 3 + temp. negativă	$H_{i,OPV1,2}^{(-)} = H_{i,OPV2} + H_{i,t,2}$	1135,1	606,35
22	Gruparea 4 + temp. negativă	$H_{i,TV1,t}^{(-)} = H_{i,TV1} + H_{i,t,2}$	526,73	663,2
23	Gruparea 5 + temp. negativă	$H_{i,TV2,t}^{(-)} = H_{i,TV2} + H_{i,t,2}$	970,03	621,7
24	Gruparea 6 + temp. negativă	$H_{i,TV3,t}^{(-)} = H_{i,TV3} + H_{i,t,2}$	1289,6	592
25	Gruparea 19 + vânt	$H_{i,p,t,v}^{(-)} = H_{i,p,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(+)}$	445,5	780,5 560,5
26	Gruparea 20 + vânt	$H_{i,OPV1,t,v}^{(-)} = H_{i,OPV1,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(+)}$	860,5	741,85 521,85
27	Gruparea 21 + vânt	$H_{i,OPV2,t,v}^{(-)} = H_{i,OPV1,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(+)}$	1135,1	716,35 496,35

Nr. crt.	Grupări de încărcări	Simboluri pe grupări de încărcări	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)
28	Gruparea 22 + vânt	$H_{i,TV1,t}^{(A) (-),v} = H_{i,TV1,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(A)}$	526.73	773.2 553.2
29	Gruparea 23 + vânt	$H_{i,TV2,t}^{(A) (-),v} = H_{i,TV2,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(A)}$	970.03	731.7 511.7
30	Gruparea 24 + vânt	$H_{i,TV3,t}^{(A) (-),v} = H_{i,TV3,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(A)}$	1289.6	702 482
31	Idem gruparea 10	$H_{i,p,t}^{(B) (-),v} = H_{i,p,t} \pm H_{i,v}^{(B)}$	334.5	405.5 75.5
32	Idem gruparea 11	$H_{i,QPV1,t}^{(B) (+),v} = H_{i,QPV1,t}^{(+)} \pm H_{i,v}^{(B)}$	750.5	366.85 36.85
33	Idem gruparea 12	$H_{i,QPV2,t}^{(B) (+),v} = H_{i,QPV2,t}^{(+)} \pm H_{i,v}^{(B)}$	1025.1	341.35 11.35
34	Idem gruparea 13	$H_{i,p,v}^{(B)} = H_{i,p} \pm H_{i,v}^{(B)}$	389.5	620.5 290.5
35	Idem gruparea 14	$H_{i,QPV1,v}^{(B)} = H_{i,QPV1} \pm H_{i,v}^{(B)}$	805.5	581.85 251.85
36	Idem gruparea 15	$H_{i,QPV2,v}^{(B)} = H_{i,QPV2} \pm H_{i,v}^{(B)}$	1080.1	556.35 226.35
37	Idem grupa 25	$H_{i,PTV}^{(B) (-),v} = H_{i,p,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(B)}$	445.5	835.5 505.5
38	Idem gruparea 26	$H_{i,QPV1,t}^{(B) (-),v} = H_{i,QPV1,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(B)}$	860.5	756.85 466.25
39	Idem gruparea 27	$H_{i,QPV2,t}^{(B) (-),v} = H_{i,QPV2,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(B)}$	1133.1	771.35 441.35
40	Idem gruparea 28	$H_{i,TV1,t}^{(B) (-),v} = H_{i,TV1,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(B)}$	526.3	828.2 498.2
41	Idem gruparea 29	$H_{i,TV2,t}^{(B) (-),v} = H_{i,TV2,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(B)}$	970.03	786.7 449.7
42	Idem gruparea 30	$H_{i,TV3,t}^{(B) (-),v} = H_{i,TV3,t}^{(-)} \pm H_{i,v}^{(B)}$	1289.6	757 427

3.5.7. VALORILE COEFICIENȚILOR DE SIGURANȚĂ AI CABLURILOR

Cablul portant:

$$H_{1max} / cablu = \frac{1289,6}{3 \cos \alpha} = 467,25kN$$

F rupere/ cablu ϕ 68 = 2530 kN (conform STAS)

$$c_1 = 2530/467,25 = 5.4$$

Cablul întinzător:

$$H_{2max} / cablu = \frac{835,5}{\cos \alpha} = 852,55kN$$

F rupere/CABLU = 2530 KN

$$c_2 = 2530/852,55 = 2,96$$

3.6. DETERMINĂRI EXPERIMENTALE PRIVIND CARACTERISTICILE DINAMICE ALE UNUI ACOPERIȘ SUSPENDAT AFLAT ÎN EXPLOATARE. COMPARAȚIE CU VALORILE DE CALCUL.

Verificarea coincidenței dintre fenomenele fizice și ipotezele simplificatoare, proprii structurilor suspendate, prezintă un interes deosebit în cazul aplicării programului de calcul elaborat pentru evaluarea caracteristicilor dinamice ale unor structuri de acest tip.

Obiectul principal al experimentărilor este de a stabili concordanța dintre rezultatele analitice și cele experimentale dar și alte aspecte cum ar fi , influența geometriei și stărilor de eforturi asupra caracteristicilor dinamice.

Experimentările s-au efectuat pentru indentificarea caracteristicilor dinamice a acoperișului suspendat al Patinoarului Național

3.6.1. METODOLOGIE DE LUCRU

Tehnica experimentală utilizată se bazează pe existența unui regim permanent de oscilație de slabă intensitate a clădirilor și pe posibilitatea de înregistrare a unor parametri ai acestor oscilații. Oscilațiile sunt datorate agitației microseismice a terenului.

Agitația microseismică este un fenomen permanent datorat unor cutremure foarte slabe, energiei introduse de traficul rutier și de alte activități umane. Amplitudinea deplasărilor datorate agitației microseismice variază de la ordinul zecilor de microni la câțiva microni. Înregistrările unor astfel de oscilații și prelucrarea lor a evidențiat într-un domeniu larg de frecvență (spectru caracteristic de tip “zgomot alb”).

Determinarea instrumentală a caracteristicilor dinamice este posibilă datorită comportării de “filtru dinamic” al clădirii: oscilația microseismică a terenului este filtrată și amplificată pentru frecvențele din vecinătatea frecvențelor proprii ale structurii astfel încât răspunsul structurii la agitația microseismică devine o oscilație compusă în principal din combinația diferitelor moduri de oscilație ale clădirii.

În analizele inginerești este mai des utilizată noțiunea de perioadă proprie (inversul frecvenței proprii). Din acest motiv, rezultatele obținute în cadrul experimentărilor efectuate vor fi exprimate și sub forma perioadelor proprii.

Pentru identificarea perioadelor proprii de translație și de rotație în jurul unui ax vertical (mișcarea numită în limbajul uzual torsiune de

ansamblu), trebuie analizate în domeniul timp și frecvența oscilogramelor și vitezogramele înregistrate în diferite puncte caracteristice pentru deformatele dinamice ale clădirii.

Înregistrările în domeniul timp nu sunt complet semnificative și din acest motiv este necesară și prelucrarea în domeniul frecvență, ce constă în folosirea transformatei Fourier pentru analiza frecvențelor componente ale răspunsului clădirii și identificarea frecvențelor proprii (respectiv, a perioadelor proprii).

O funcție de timp $u(t)$ poate fi transformată în domeniul frecvențelor cu ajutorul transformării $U(f) = \int u(t)e^{-j2\pi ft} dt$, unde $U(f)$ reprezintă transformata în domeniul frecvență a funcției de timp.

Funcția complexă $U(f)$ are modulul $|U(f)|$, cunoscut sub denumirea de spectru de amplitudini al semnalului.

Pentru înregistrările efectuate pe o clădire, se obțin funcții de timp de forma $u_i(t)$, cărora le corespund spectrele de amplitudini $|U_i(f)|$.

Amplitudinile corespunzătoare frecvențelor proprii ale structurii apar ca vârfuri în aceste spectre.

Aparatura necesară înregistrării și prelucrării datelor în vederea determinării caracteristicilor dinamice ale unei clădiri este de mare sensibilitate și complexitate.

Deci analiza în timp și în domeniul frecvență a oscilațiilor clădirii permite identificarea caracteristicilor dinamice ale clădirii (perioade sau frecvențe proprii).

3.6.2. ECHIPAMENTE DE ACHIZIȚIE ȘI PRELUCRARE

Oscilațiile clădirii antrenează oscilațiile unor captori seismici tip SS-1-RANGER, captori inductivi care livrează o tensiune proporțională cu viteza de oscilație a punctelor în care sunt amplasate. Semnalul electric este introdus într-un sistem de condiționare (tip SC-1 KINEMATICS) care îl poate filtra și îl amplifică funcție de necesități. Astfel condiționat semnalul este "memorat" numeric cu ajutorul unui convertor analog numeric.

Cele prezentate până aici reprezintă componentele lanțului de achiziție.

Prelucrarea numerică se realizează cu ajutorul unui calculator IBM PC/486 DX și a unui soft de prelucrare aflat în dotarea INCERC.

În continuare sunt prezentate principalele caracteristici ale echipamentului utilizat:

- Captor seismic RANGER – SS – 1
- perioada proprie cca. 1 secunde;

- domeniul de frecvență 1...100 Hz;
- fracțiunea din amortizarea critică 0,70;
- sensibilitatea în circuit închis cca. 50 V/m/s.

Condiționator de semnal KINEMATRICS – SC – 1

- amplificare a semnalului de intrare de la 200 la 100.00 ori în trepte de 6 dB, cu posibilități de integrare și derivare simultană pe 4 canale;
- domeniul de frecvență 1...100 Hz.;
- posibilități de filtrare cu filtru “trece-jos” regretabil pentru fiecare canal;

Convertor analog numeric

- rezoluție 12 biți;
- rata scanare 0.3.... 300 microsecunde (1 microsecundă = 10^{-6} secunde)
- 16 intrări analogice;
- placa analiză în timp real DSP –33C (Digital Signal Processing);
- semnal de intrare $\pm 5V$;
- convertor cuplat cu calculator portabil 486 SX – meorie 4 M RAM

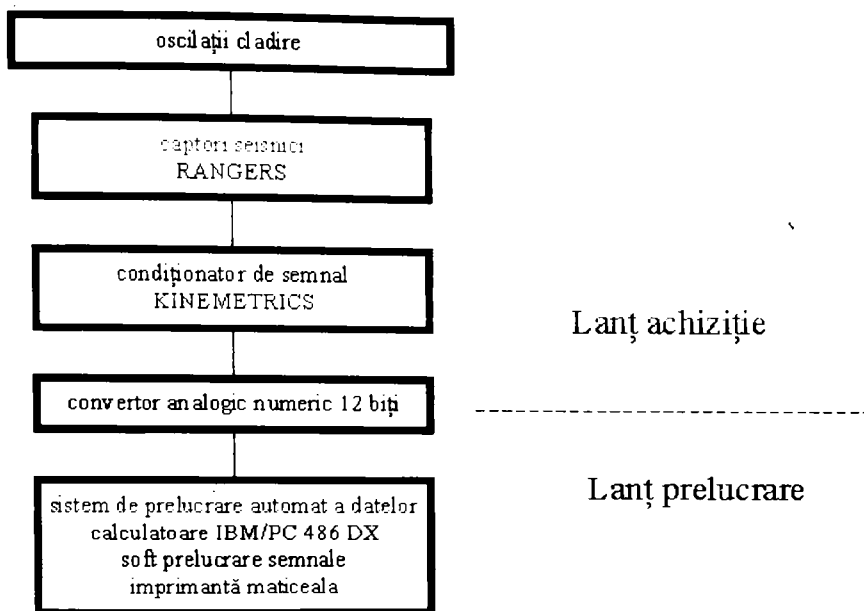
Sistem de prelucrare automată a datelor

- microcalculator compatibil IBM – PC/486DX;
- soft prelucrare;
- imprimantă grafică HEWLETT PACKARD Laser 4L

Prelucrarea semnalelor corespunzătoare oscilațiilor diverselor puncte ale structurii s-a realizat utilizând un pachet de programe realizat în cadrul INCERC București.

Conversia analog nimerică s-a făcut cu o rată de eșantionare de 10ms. În prelucrarea numerică s-au utilizat eșantioane de semnale de lungime 3000 puncte (30 secunde).

Componentele lanțului de achiziție și prelucrare



3.6.3. DETERMINĂRI EXPERIMENTALE

În vederea determinării frecvențelor proprii de vibrație ale structurii s-au efectuat măsurători ale vibrațiilor acoperișului pe direcție verticală în câte șase puncte sincron, amplasarea captorilor seismici fiind prezentate schematic în fig. 3.1. Prin această amplasare a captorilor s-a urmărit obținerea caracteristicilor de deformabilitate a acoperișului în cele două plane principale vertical-transversal, în axa de simetrie (ferma nr.12) și vertical-longitudinal, în axa de simetrie transversală (axa G). În total s-au efectuat patru montaje distincte, în care s-au obținut mai multe eșantioane de înregistrări (1...3), în scopul verificării staționarității în timp a compoziției spectrale a răspunsului acoperișului. În montajul nr.1 s-a efectuat calibrarea captorilor, în scopul verificării egalității sensibilităților acestora, astfel încât la mărimi cinematice egale (viteza de oscilație a acoperișului în punctul de măsurare) să corespundă mărimi electrice egale (tensiunea înregistrată pe fiecare canal de achiziție a datelor experimentale.

Amplasamentul de calibrare s-a ales în centrul acoperișului, la intersecția axelor 12 și G, zona în care amplitudinile vibrațiilor sunt maxime și influența vibrațiilor transmise din teren minimă. În montajul nr. 2 s-a urmărit determinarea formelor proprii de vibrație pe direcția transversală iar în montajele nr.3 și nr. 4 deformabilitatea acoperișului pe direcție longitudinală. În montajele 2,3,4 s-au înregistrat câte trei eșantioane de câte 30 secunde fiecare.

3.6.4. PREZENTAREA REZULTATELOR OBTINUTE

Pentru o urmărire mai ușoară a rezultatelor și a interpretării acestora expunerea se va face în ordinea montajelor astfel: domeniul timp, domeniul frecvență corespunzător lungimii eșantionului reprezentat grafic în domeniul timp. Rezultatele calibrării aparatelor efectuate în montajul nr.1 sunt prezentate sub forma spectrelor Fourier în fig. nr. 3.2 pentru captorii 1,2,3,4 și în fig. nr.3.3 pentru captorii 5 și 6. Din analizarea acestor spectre se constată o identitate aproape perfectă a compoziției spectrale și amplitudinilor diferitelor componente ale frecvențelor de oscilație a acoperișului, ceea ce denotă calibrarea corectă a celor șase captori seismici utilizați la măsurători.

Rezultatele obținute în montajul 2, pe direcție transversală pe ferma nr.12 în axele J, I, H, G corespunzător duratei de 25 sec. a înregistrării. (prezentate în anexa nr. 2)

Din analiza amplitudinilor oscilațiilor sau a componentei spectrale dominante (la frecvența de circa 0.87 Hz.) se constată că amplitudinea maximă a oscilațiilor se realizează în axa H, nu în axa G (axa de simetrie), așa cum era de așteptat și cum ar fi normal din punct de vedere teoretic. Continuând analiza vibrațiilor fermei nr.12 cu înregistrările din axele E și F (prezentate împreună cu simetricele lor I și H) se constată din fig. 3.6 (domeniul timp) și nr. 3.7 (domeniul frecvență) o predominantă a vibrațiilor de tip antisimetric și o pondere mult mai mică a componentei de 0.87 Hz. în a două jumătate a fermei nr. 12. Prelucrarea specifică (suma și diferența semnalelor electrice) efectuată pentru înregistrările din punctele I și E, simetrice față de axa G, pune foarte clar în evidență în fig. nr. 3.8 (domeniul timp) și nr. 3.9 (domeniul frecvență) dominantă vibrațiilor de tip antisimetrie. Același tip de prelucrare efectuat pentru înregistările din axele H și F (mai apropiate de axa de simetrie G) arată (fig. nr. 3.10 și nr. 3.11) ca vibrația dominantă este de această dată de tip simetric, la aceeași frecvență de circa 0.87 Hz. Acest aspect al rezultatelor prelucrării pune în evidență o comportare a fermei îndepărtată de cea teoretică

mult influențat de starea locală de eforturi din fermă (neuniformitățile de eforturi din elementele simetrice față de axa G se traduc în deformatate dinamice diferite).

Comportarea dinamică a acoperișului pe direcție longitudinală rezultă din prelucrările înregistrărilor efectuate în montajele nr. 3 și 4, pentru normalizarea rezultatelor din cele două montaje efectuându-se în ambele situații înregistrarea oscilațiilor din axa G a fermei nr. 12. (rezultatele sunt cuprinse în anexa nr 2) Rezultatele prelucrărilor oscilațiilor fermelor nr. 1,3, 5, 7 sunt prezentate în fig. nr. 3.12 (domeniul timp) și fig. 3.13 (domeniul frecvență). Completarea prelucrărilor pe jumătatea vestică a acoperișului este prezentată în fig. nr. 3.14 și fig. 3.15 (rezultatele fermelor nr. 9 și nr 12). Din analiza, atât a vibrogramelor cât mai ales a spectrelor Fourier se constată, la fel ca și pe direcția transversală, o distribuție a amplitudinilor diferită de cea așteptată din punct de vedere teoretic. Astfel, se observă că amplitudinile sunt mai mici, Se remarcă deasemenea că frecvența la jumătate a acoperișului oscilațiile acestuia prezintă un caracter mai complex, vibrațiile fiind compuse din componente mai numeroase, așa cum se poate remarca din fig. 3.16, 3.17, 3.18 și 3.19. Aceste diferențe de răspuns dinamic a fermelor în lungul acoperișului dovedesc diferențele aleatoare dintre stările de eforturi ale diferitelor ferme; acestea, combinate cu diferențele de geometrie inițială de proiectare, conduc la caracteristici dinamice puțin diferite între fermele care alcătuiesc structura transversală de rezistență a acoperișului.

3.6.5. *CONSIDERAȚII PRIVIND REZULTATELE OBTINUTE*

Rezultatele prezentate anterior oferă imaginea reală a deformării dinamice a structurii acoperișului pe ferme din cabluri în stadiul elastic de solicitare. Rezultatele obținute pe cale experimentală (frecvențele proprii de vibrație sau perioadele proprii) aprecieri apropiate de realitatea comportării globale a acoperișului, oferind în același timp valori de comparație pentru rezultatele calculelor. În acest sens, determinările au arătat că acoperișul patinoarului trebuie considerat ca o succesiune distinctă de ferme transversale cu caracteristici dinamice influențate puternic de stările de eforturi din elementele care alcătuiesc aceste ferme. Paneele și cablurile întinzătoare nu reușesc decât în mică măsură să compenseze diferențele de eforturi dintre cablurile transversale purtătoare.

3.6.6. COMPARAREA REZULTATELOR OBȚINUTE EXPERIMENTAL CU CELE OBȚINUTE PRIN CALCUL.

Comportarea la acțiuni dinamice a unei structuri suspendate reprezintă un fenomen foarte complex ce se datorează elementelor componente cablurile care au o comportare neliniară sub încărcări. De aceea calculul acestor structuri impune metode de calcul de ordinul doi.

Pentru reducerea volumului de calcul inacceptabil, în practică se utilizează ipoteze (sau restricții cinematice).

În scopul reducerii volumului de calcul pentru a putea utiliza mijloacele actuale de calcul, programele de calcul s-au elaborat pe baza unor ipoteze (sau restricții cinematice), utilizând un număr redus de grade de libertate dinamică și considerând deformarea liniară din punct de vedere geometric și fizic. De aceea s-a simțit nevoia determinării în paralel, prin calcul și pe cale experimentală, a caracteristicilor dinamice ale unei structuri suspendate, existente, în scopul comparării rezultatelor.

Analizele efectuate prin calcul au demonstrat dependența caracteristicilor dinamice de modul de conformare a structurii care impune modul real de lucru al ei în exploatare precum și dependența de caracteristicile geometrice și de stările de eforturi din structură.

Rezultatele experimentale care oferă imaginea reală a deformării structurii au arătat că structura analizată trebuie considerată ca o secceciune de ferme transversale cu caracteristici dinamice influențate puternic de stările de eforturi din cabluri, fapt ce arată că ipotezele de modelare adoptate în calculul structurii sunt apropiate de comportarea reală a ansamblului acoperișului.

Valorile calculate ale perioadelor variază de la o fermă la alta funcție de parametrii geometrici și de rigiditate se încadrează conform tabelului între valorile:

$$T = 1,096 \div 1,185 \text{ secunde}$$

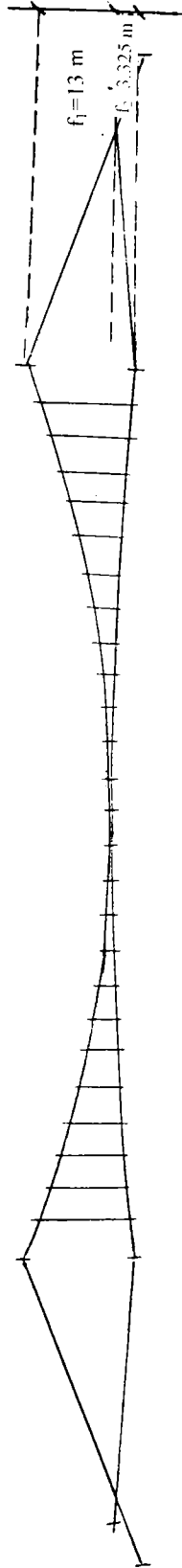
Valorile experimentale demonstrează că rezultatele obținute prin calcul sunt apropiate de modul real de răspuns al ansamblului acoperișului.

Valoarea perioadei proprii obținută experimental pentru direcția transversală a acoperișului este $T = 1,14$ secunde.

În tabelul ce urmează se prezintă valorile calculate ale caracteristicilor dinamice (ω , T , f) corespunzătoare fiecărei ferme a structurii în funcție de eforturile din cablurile tălpilor și săgeata cablului portant.

Nr. Fermă	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	f ₁ (m)	l (m)	W ₁	M	T (s)	ω rad/s	F 1/s
2	22,7	13,1	5,84	62	0,931	12,4	1,096	5,729	0,912
3	21,71	11,2	5,80	62	0,934	12,4	1,102	5,698	0,907
4	20,21	7,9	5,731	62	0,933	12,4	1,108	5,667	0,902
5	21,7	9,8	5,594	62	0,932	12,4	1,121	5,602	0,892
6	20,86	7,5	5,473	62	0,932	12,4	1,13	5,557	0,884
7	21,65	6,9	5,364	62	0,933	12,4	1,145	5,484	0,873
8	21,183	7,3	5,331	62	0,935	12,4	1,150	5,46	0,869
9	19,31	5,1	5,225	62	0,933	12,4	1,160	5,413	0,862
10	19,37	2,2	5,096	62	0,929	12,4	1,172	5,358	0,853
11	22,27	5,8	4,88	62	0,923	12,4	1,194	5,259	0,837
12	21,7	4,8	4,88	62	0,923	12,4	1,194	5,259	0,837
13	21,43	5,2	4,98	62	0,927	12,4	1,185	5,299	0,843

Unde: H₁ – efortul din talpa portantă; H₂ – efortul din talpa întinzătoare; f₁ - săgeata cablului portant; l-deschiderea fermei; W₁ – coeficient de calcul a eforturilor; m – masa aferentă fermei; T – perioada proprie; ω - pulsația proprie; f – frecvența



$l = 130 \text{ m}$

Fig.3.1.S

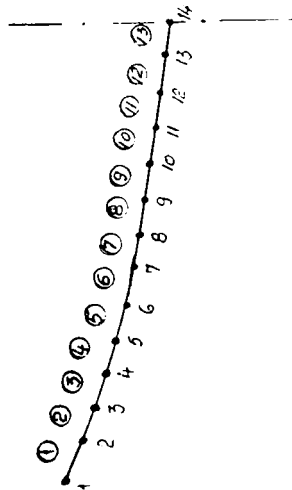


Fig.3.2.S



Fig.3.3 S

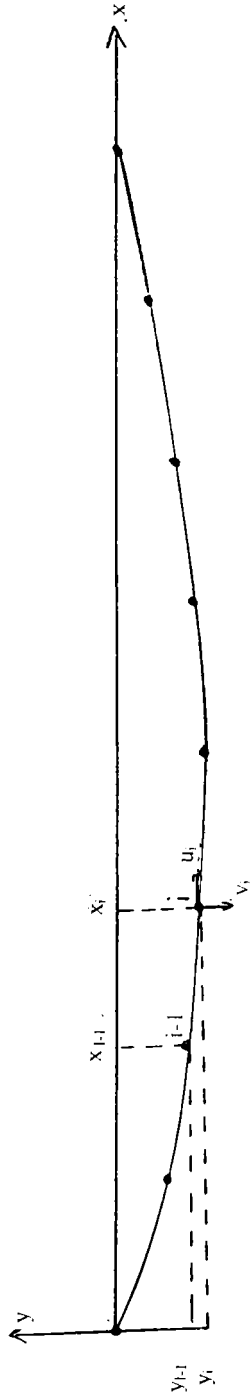


Fig.3.4 S

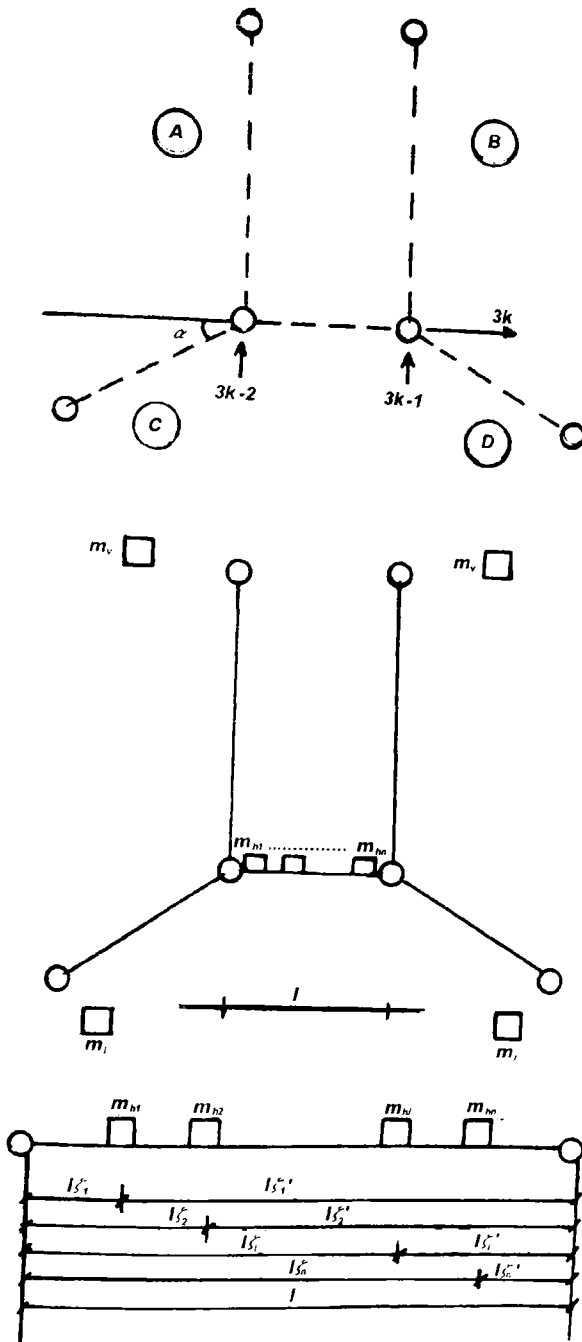
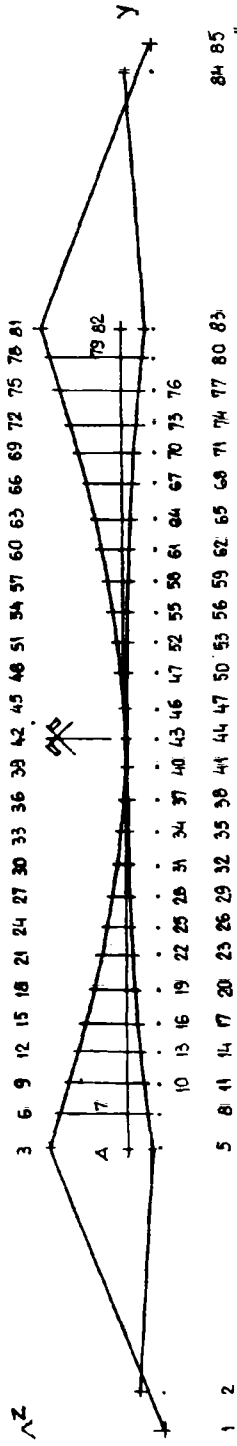


Figura 3.5'.S

SCHEMA DE CALCUL PLAN

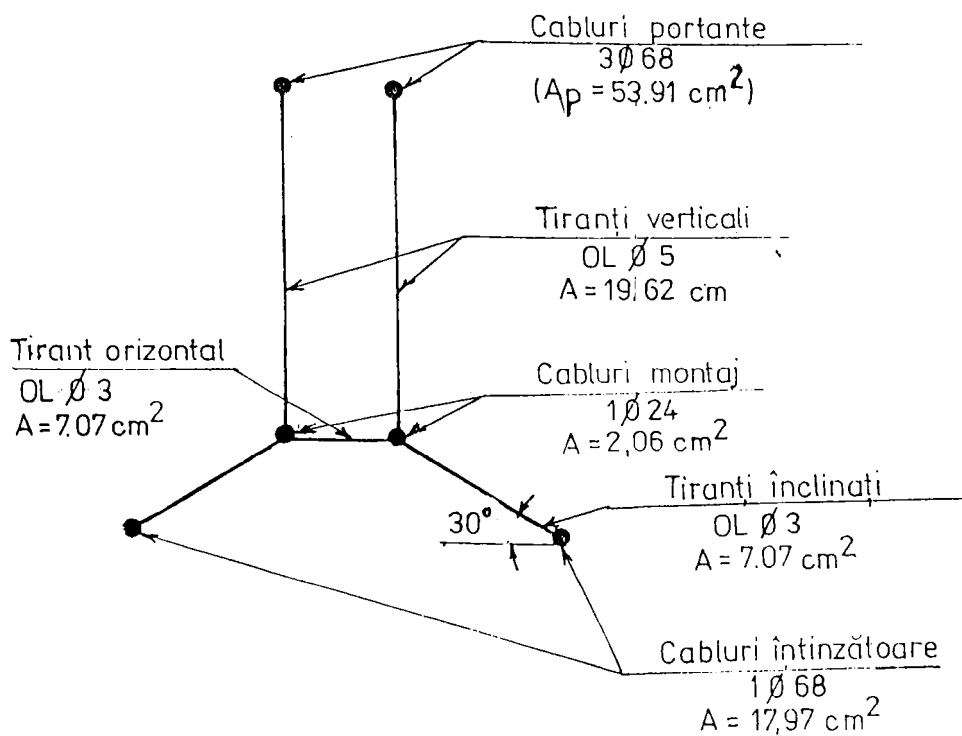


84.85

Nr. nod	Coordinate		Coordinate		Coordinate		Coordinate		Coordinate		Coordinate						
	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X					
1	0.00	0.00	16	65.00	4.85	31	90.00	4.85	46	115.0	4.85	61	140.0	4.85	76	165.0	4.85
2	5.00	3.09	17	65.00	3.217	32	90.00	4.467	47	115.0	4.755	62	140.0	4.083	77	165.0	2.448
3	45.00	118.00	18	70.00	9.923	33	95.00	5.692	48	120.0	5.307	63	145.0	8.769	78	170.0	16.077
4	45.00	4.85	19	70.00	4.85	34	95.00	4.85	49	120.0	4.25	64	145.0	4.85	79	170.0	4.85
5	45.00	1.525	20	70.00	3.545	35	95.00	4.602	50	120.0	4.700	65	145.0	3.833	80	170.0	2.066
6	50.00	16.077	21	75.00	8.769	36	100.0	5.307	51	25.00	5.692	66	150.0	9.923	81	175.0	18.00
7	50.00	4.85	22	75.00	4.85	37	100.0	4.85	52	125.0	4.85	67	150.0	4.85	82	175.0	4.85
8	50.00	2.066	23	75.00	2.033	38	100.0	4.700	53	125.0	4.602	68	150.0	3.545	83	175.0	1.525
9	55.00	14.308	24	80.00	7.769	39	105.0	5.08	54	130.0	6.23	69	155.0	11.231	84	215.0	3.83
10	55.00	4.85	25	80.00	4.85	40	105.0	4.85	55	130.0	4.85	70	155.0	4.85	85	220.0	0.00
11	55.00	2.448	26	80.00	4.053	41	105.0	4.755	56	130.0	4.467	71	155.0	3.217			
12	60.00	12.693	27	85.00	6.923	42	110.0	5.00	57	135.0	6.923	72	160.0	12.693			
13	60.00	4.85	28	85.00	4.85	43	110.0	4.85	58	135.0	4.85	73	160.0	4.85			
14	60.00	2.856	29	85.00	4.294	44	110.0	4.775	59	135.0	4.294	74	160.0	2.856			
15	65.00	11.231	30	90.00	6.62	45	115.0	5.08	60	140.0	7.769	75	165.0	14.308			

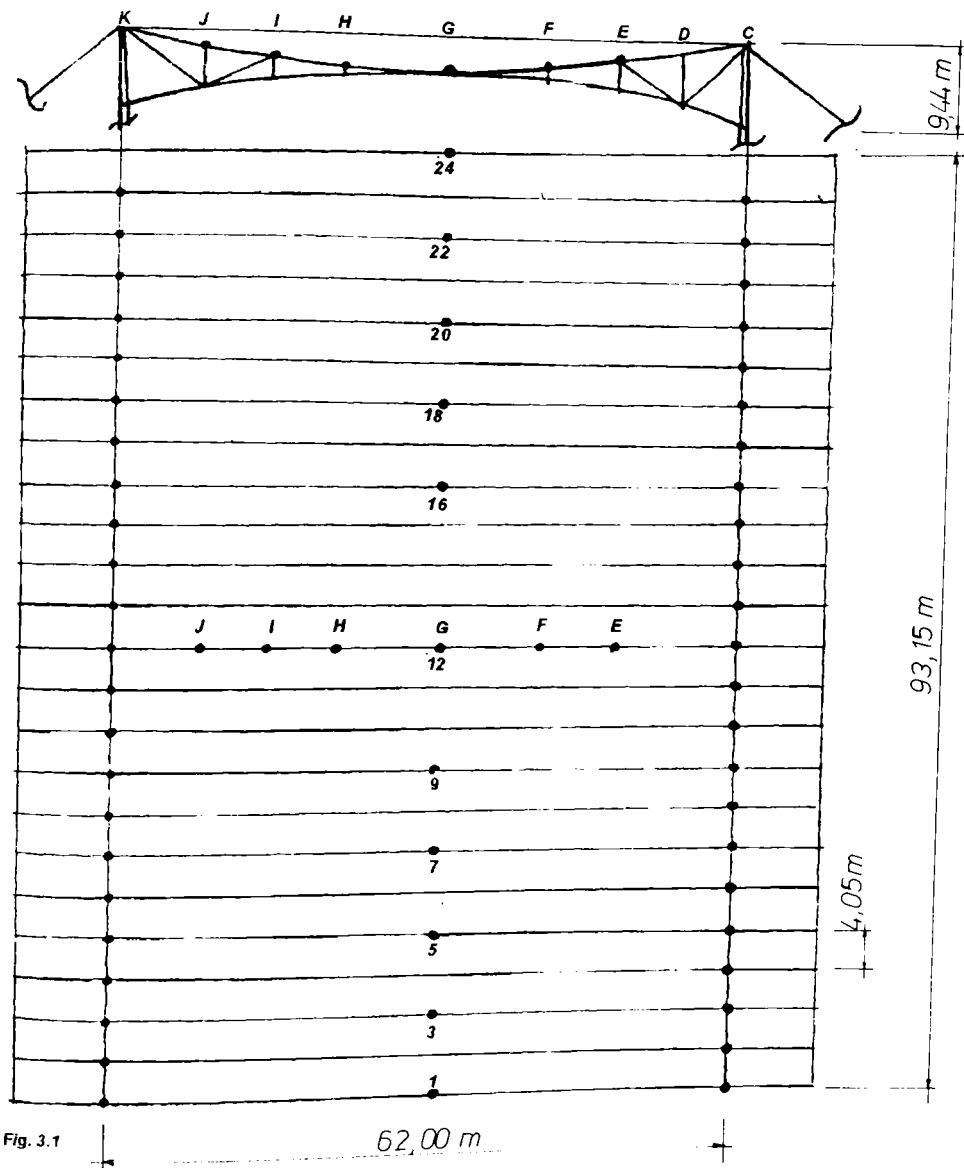
Plansa 3.1.S

SCHEMA SECȚIUNII TRANSVERSALE A
SUPRATRAVERSĂRII



Planșa 3.1S/2

SCHEMA AMPLASĂRII CAPTORILOR SEISMICI LA
ACOPERIȘUL PATINOARULUI NAȚIONAL



INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 1

PATINOARUL NATIONAL
CALIBRARE CAPTORI
FERMA 12 AXA G
CAPTORII: 1, 2, 3, 4

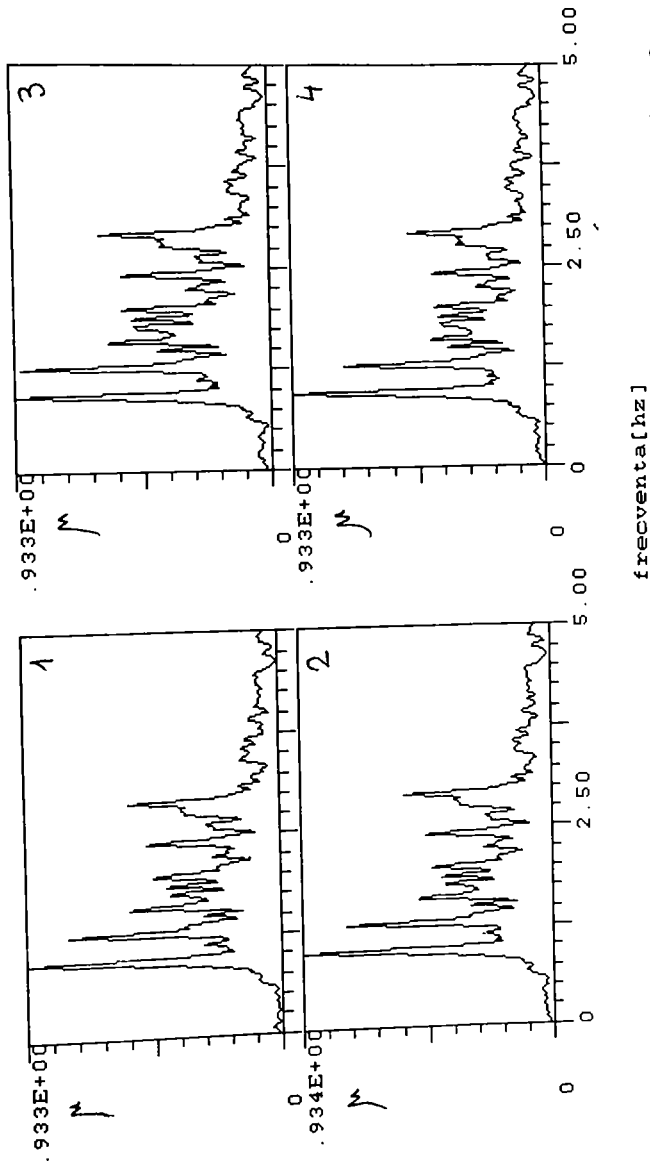
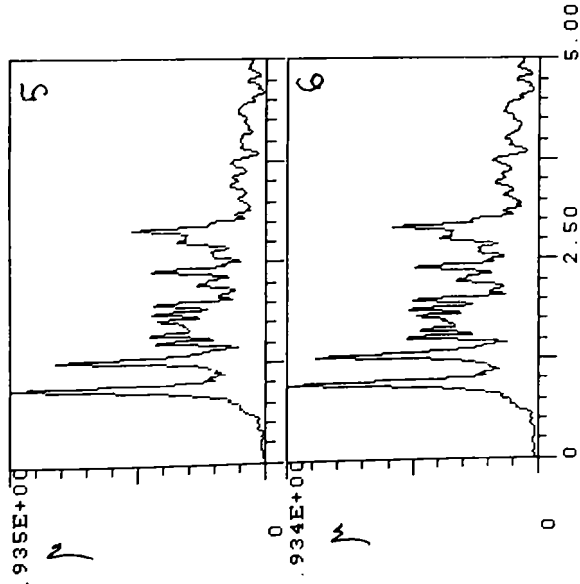


Fig. 3.2

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 1

PATINOARUL NATIONAL
CALIBRARE CAPTORI
FERMA 12, AXA G
CAPTORII: 5, 6



frecventa [hz]

Fig.3.3

4. ELEMENTE PRIVIND ANALIZA MODULUI DE COMPORTARE ÎN EXPLOATARE A STRUCTURILOR DIN FERME DE CABLURI

4.1. ASPECTE SPECIFICE ȘI FACTORI CE INFLUENȚEAZĂ MODUL DE COMPORTARE ÎN EXPLOATARE A STRUCTURILOR DIN CABLURI.

În timp, structurile suspendate aflate în expoatare suferă modificări ale valorilor, încărcărilor permanente, ca urmare a reparațiilor efectuate asupra hidroizolațiilor, a modificării destinației inițiale a construcției sau a îmbunătățirilor aduse aspectului interior al construcției.

Pe de altă parte, îmbunătățirile aduse STAS –urilor de încărcări climatice conduc la modificări ale valorilor din vânt și zăpadă.

Cele două aspecte expuse anterior conduc la modificarea datelor inițiale din faza de proiect referitoare la valorile încărcărilor de calcul și ca urmare la modificarea valorilor eforturilor maxime și minime utilizate pentru dimensionarea structurii și rigidității ei.

Un alt aspect este legat de modul de comportare la eforturi de întindere a cablurilor. Diagramele caracteristice, efort-deplasare, la întindere a cablurilor arată că până la un efort de aproximativ 1/ 2 din forța de rupere acestora, cablurile au o comportare liniară după care depășirile acestor valori conduc la comportare neliniară, cu efecte de apariție de deformații remanente. Ca urmare subevaluările posibile din calcule a valorilor încărcărilor pot conduce la modificări ale geometriei structurii prin deformațiile remanente datorită comportării neliniare a cablurilor și în continuare la realizarea în structură a unei stări de eforturi diferite, și necunoscute față de cele rezultate și cunoscute din calcul.

O altă caracteristică a comportării cablurilor sub încărcări este aceea de curgere lentă care conduce și ea la modificări ale lungimilor cablurilor aflate în structură și în consecință la modificări ale geometriei structurii luată în considerare în faza de proiect la calculul eforturilor.

Structura de margine în care sunt ancorate cablurile, prin deformațiile ei, contribuie și ea la modificări ale geometriei structurii de cabluri față de situația de calcul.

Răspunsul în exploatare ale unei structurii din cabluri este dependent și de modul cum se respectă următoarele exigențe impuse la execuția și montajul lor:

- calculul lungimilor de tăiere a cablurilor pe baza deformațiilor specifice la eforturi de întindere a acestora, rezultate din diagramele de efort-deformație, experimentală;
- preîntinderea la sol, înainte de montaj, a cablurilor pentru consumarea deformațiilor remanente inițiale;
- respectarea, în faza de execuție și montaj, a cotelor de proiectare atât pentru structura din cabluri cât și pentru structura de margine;
- asigurarea, în noduri, a forței de strângere rezultată din calcul, pentru evitarea lunecărilor cablurilor din noduri.

Nerespectarea acestor exigențe conduce la abateri ale geometriei reale față de cea considerată în calcul și ca urmare la apariția în structură a unor stări de eforturi diferite față de cele din proiect.

Având în vedere destinația structurilor din cabluri cu deschideri mari care presupun aglomerări mari de oameni rezultă că este necesară o examinare atentă a modului cum exigențele impuse în stadiul de proiectare se respectă și în exploatare.

4.2. METODOLOGIA DE ANALIZĂ A COMPORTĂRII STRUCTURILOR AFLATE ÎN EXPLOATARE.

Aspectele expuse în cadrul subcapitolului 4.1 conduc la necesitatea urmării în exploatare a structurilor din cabluri din punct de vedere al stărilor de eforturi existente în structură și pe baza cărora să se reevalueze capacitatea portantă și rigiditatea structurii în condițiile reale de lucru a structurii și în consecință să se stabilească dacă este cazul, măsuri de reabilitare pentru realizarea unui grad de siguranță acceptabil.

Metodologia de analiză a comportării structurilor aflate în exploatare elaborată de autor se bazează pe respectarea exigențelor de siguranță expuse în capitolul nr. 2 al lucrării.

Analiza structurilor aflate în exploatare se desfășoară pe o bancă de date reale referitoare la:

- stările de eforturi din cablurile structurii
- geometria structurii
- încărcările din stadiul respectiv.

Stările de eforturi din cablurile structurii precum și geometria reală a structurii se determină prin măsurători.

Lucrările pe baza cărora se evaluează modul de comportare în exploatare constau în:

- determinări experimentale "in situ" a parametrilor geometrici pentru fermele structurii și structura de margine;
- determinări experimentale "in situ" a stărilor de eforturi (corespunzătoare pretensionării și greutateii elementelor) din fermele structurii;
- compararea datelor obținute experimental cu datele inițiale din faza de proiect;

În cazul în care, prin măsurători, s-au constatat modificări de geometrie și stări de eforturi care conduc la reducerea capacității portante și rigidității structurii, este necesară o analiză mai aprofundată a structurii, bazată pe calcul.

Faze de lucru pentru analiza aprofundată

- stabilirea încărcărilor și a grupărilor de încărcări, pe baza situației reale în care se află structura;
- evaluarea eforturilor din ipoteze și grupări de încărcări utilizând geometria determinată experimental și considerând pentru gruparea permanentă (rezultată din greutatea elementelor și pretensionare), valorile eforturilor determinate experimental;
- evaluarea valorii minime necesare a forței de pretensionare în noile condiții, pe baza condiției de efort pozitiv în cabluri, în orice situație de încărcare;
- determinarea noilor valori a coeficienților de siguranță ai cablurilor;
- stabilirea, funcție de rezultatele obținute prin calcul, a măsurilor necesare (tensionare, geometrizare) astfel încât în structură, în orice grupare de încărcare să nu existe eforturi negative, iar coeficienții de siguranță ai fiecărui cablu component să nu aibă valori < 2

Determinările experimentale "in situ" a parametrilor geometrici ai structurii constau în :

- determinarea cotelor tuturor nodurilor fermelor față de cota 0,00, stabilită la montaj (prin repere), și față de axele principale ale structurii;
- determinarea cotelor principale ale fiecărui cadru marginal în raport cu cota 0,00, stabilită la montaj (prin repere) și în raport cu axele principale ale construcției.

Determinările experimentale "in situ" a stărilor de eforturi din fermele structurii constau în:

- măsurători efectuate la cele două capete ale fiecărui cablu component a tălpilor portante și întinzătoare ale fermelor, cu aparatură specifică de determinare a eforturilor în cabluri (aparatură MEC);

- transformări prin calcul, ale datelor obținute prin măsurători, în stări de eforturi, pe baza curbelor de etalonare a aparaturii utilizate.

Determinările experimentale "in situ", sunt precedate de determinări experimentale de laborator pentru etalonarea aparaturii. Se determină curba efort-deplasare, ce caracterizează comportarea cablului sub încărcări funcție de forța de pretensionare

4.3. DETERMINĂRI EXPERIMENTALE, "IN SITU", REFERITOARE LA STĂRILE DE EFORTURI

4.3.1. ETALONAREA APARATURII UTILIZATE LA DETERMINĂRI EXPERIMENTALE "IN SITU"

Determinarea eforturilor în cablurile unei structuri suspendate se realizează cu utilizarea aparatului MEC.

Etalonarea acestui aparat se efectuează în stand special amenajat cu aparatură specifică și personal calificat (pl.I.1).

Pentru etalonarea aparatului se utilizează probe din același tip de cablu și din același lot utilizat la alcătuirea fermei. Se utilizează probele martor de cabluri care trebuiesc în mod obligatoriu rezervate la montaj.

Sunt necesare, pentru fiecare probă încercată, următoarele etape:

- pregătirea probei;
- pregătirea aparaturii;
- tensionarea probei în trepte egale de încărcare;
- citirea aparatelor și înregistrarea valorilor experimentale;
- prelucrarea și interpretarea rezultatelor.

Pregătirea probei pentru experimentare constă în:

- tăierea cablului la dimensiunea standului de încercare ;
- realizarea la ambele capete ale probei de cablu a ancorajelor cu compoziție turnată (din seria celor utilizate la capetele cablurilor fermelor).

- întinderea de cinci ori , până la jumătate din forța de rupere a probei de cablu, pentru consumarea deformațiilor remanente

Aparatele utilizate pentru efectuarea experimentărilor sunt următoarele:

- presă cu gol central, pentru tensionarea probei. Tipul presei depinde de forța maximă la care intenționăm să încercăm proba;
- electropompă pentru acționarea presei;
- doză tensometrică (etalonată anterior), pentru măsurarea efortului de întindere din cablu;

- punte tensometrică pentru citirea microdeformațiilor dozei (dependente de efort);

Proba de cablu se supune încărcării în trepte prin acțiunea presei hidraulice. La mijlocul probei se atașează aparatul MEC.

Aparatul MEC se compune dintr-o grindă cu rigiditate mare la încovoiere, de 80 cm lungime, care se fixează pe cablu cu două piciorușe sub formă de bride.

La mijlocul deschiderii aparatul este prevăzut cu o doză tensometrică și un șurub cu ajutorul căreia se aplică, cablului tensionat, o săgeată constantă în diversele trepte de tensionare. Realizarea săgeții constante se face prin limitarea cursei șurubului cu o cheie metalică.

Doza tensometrică din centrul aparatului, supusă la compresiune între șurub și cablu, este echipată cu traductoare electrotensometrice rezistive prin care mărimile fizice (microdeformații de compresiune) sunt transformate în mărimi electrice (diferențe de potențial) care se citesc la puntea tensiometrică. Efortul din cablu este controlat prin doza de la catătul cablului ce este supusă compresiunii dintre ancorajul cablului și culeea de rezemare. În final rezultă, prin prelucrarea datelor experimentale, diagrama specifică de etalonare a aparatului, pe un anumit tip de cablu. Această diagramă exprimă relația dintre efortul din cablu și săgeata imprimată acestuia.

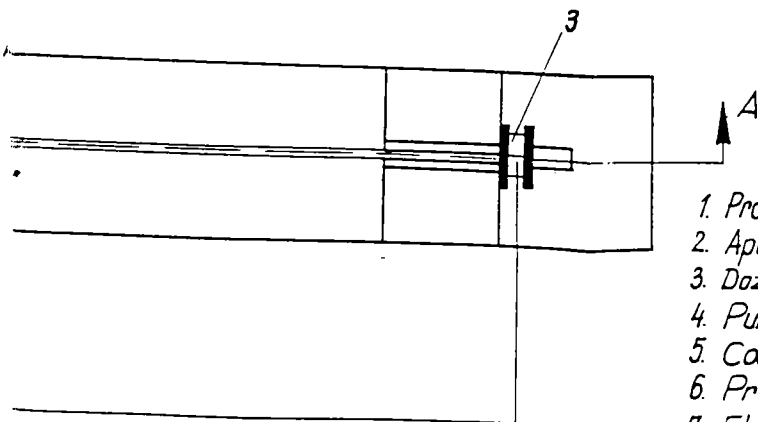
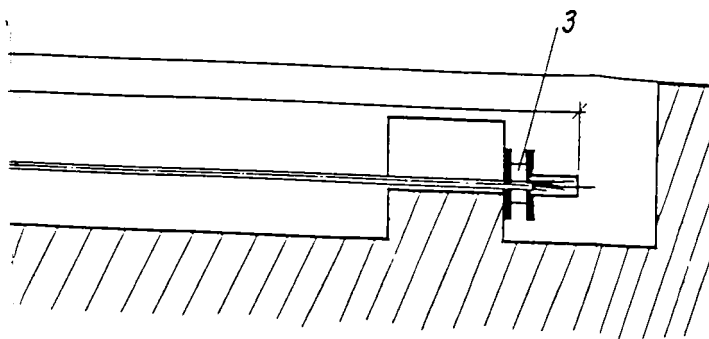
4.3.2. MOD DE LUCRU PENTRU DETERMINAREA EFORTURILOR "IN SITU"

Pentru determinarea eforturilor din cabluri, "in situ", aparatul MEC se așează pe rând la capetele fiecărui cablu, fixându-se de acesta prin piciorușele de prindere. Apoi, se imprimă cablului săgeata utilizată la etalonarea aparatului "MEC" cu ajutorul șurubului central. Această operație se realizează cu aceeași cheie, de reglare a cursului șurubului, utilizată în faza de etalonare.

Aparatul MEC este atașat și în această situație la puntea tensometrică ce măsoară microdeformațiile dozei produse de compresiunea dintre cablu și șurub, prin diferențele de potențial. Efortul în cablu este determinat prin compararea înregistrărilor de la puntea tensometrică, cu diagrama de etalonare a aparatului.

În planșa nr. 1.2. este prezentată o diagramă exemplificativă de etalonare a aparatului.

Etalonările aparatului și dozei utilizate se fac înainte de fiecare determinare "in situ".

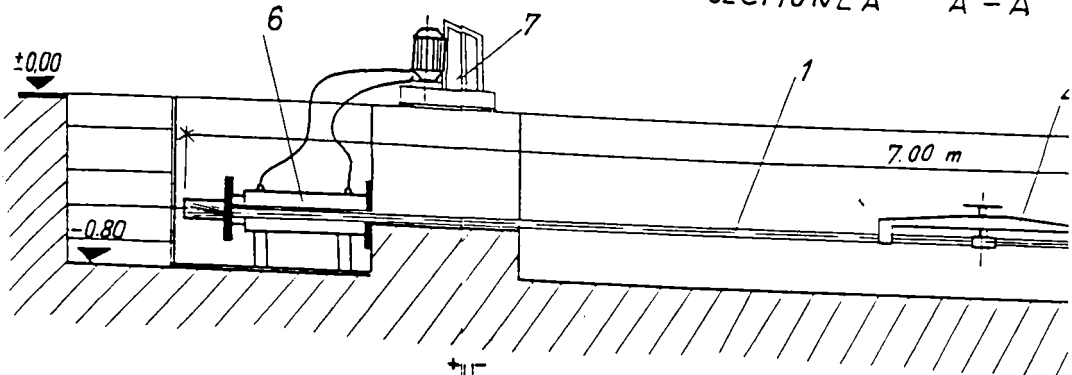


1. Probă experimentală de cablu
2. Aparat MEC
3. Dază tensometrică a cablului
4. Punte tensometrică (TEDIC)
5. Comutator
6. Presă 120 tf
7. Electropompă

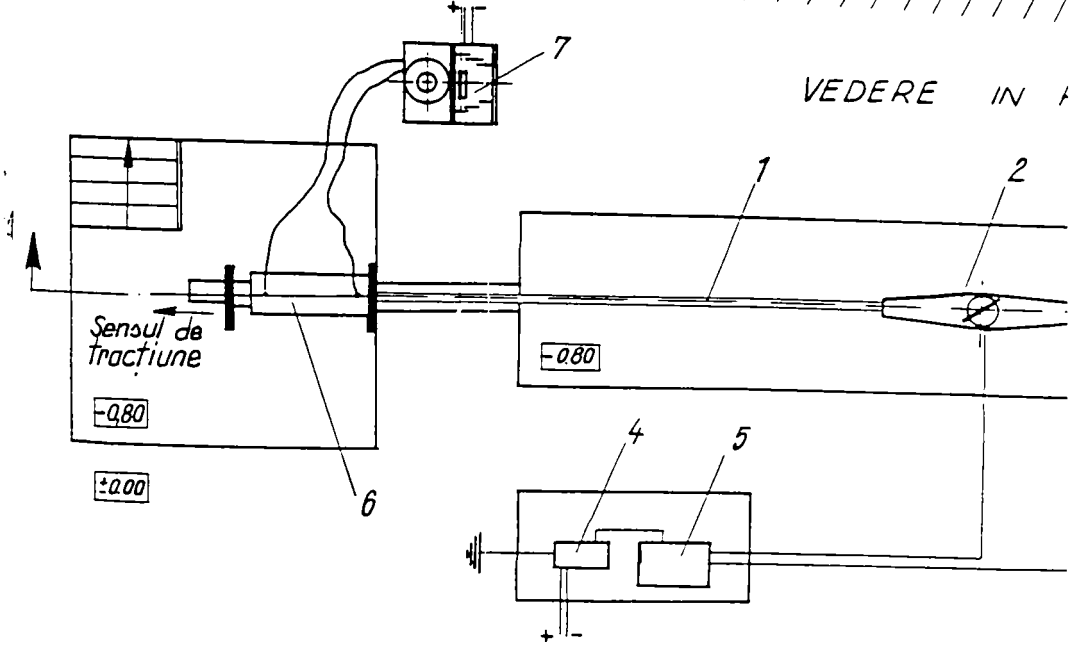
STAND DE TRACȚIUNE A
 PROBEI EXPERIMENTALE DE CABLU
 Scara 1:20

PLANSA I.1

SECTIUNEA A - A



VEDERE IN T



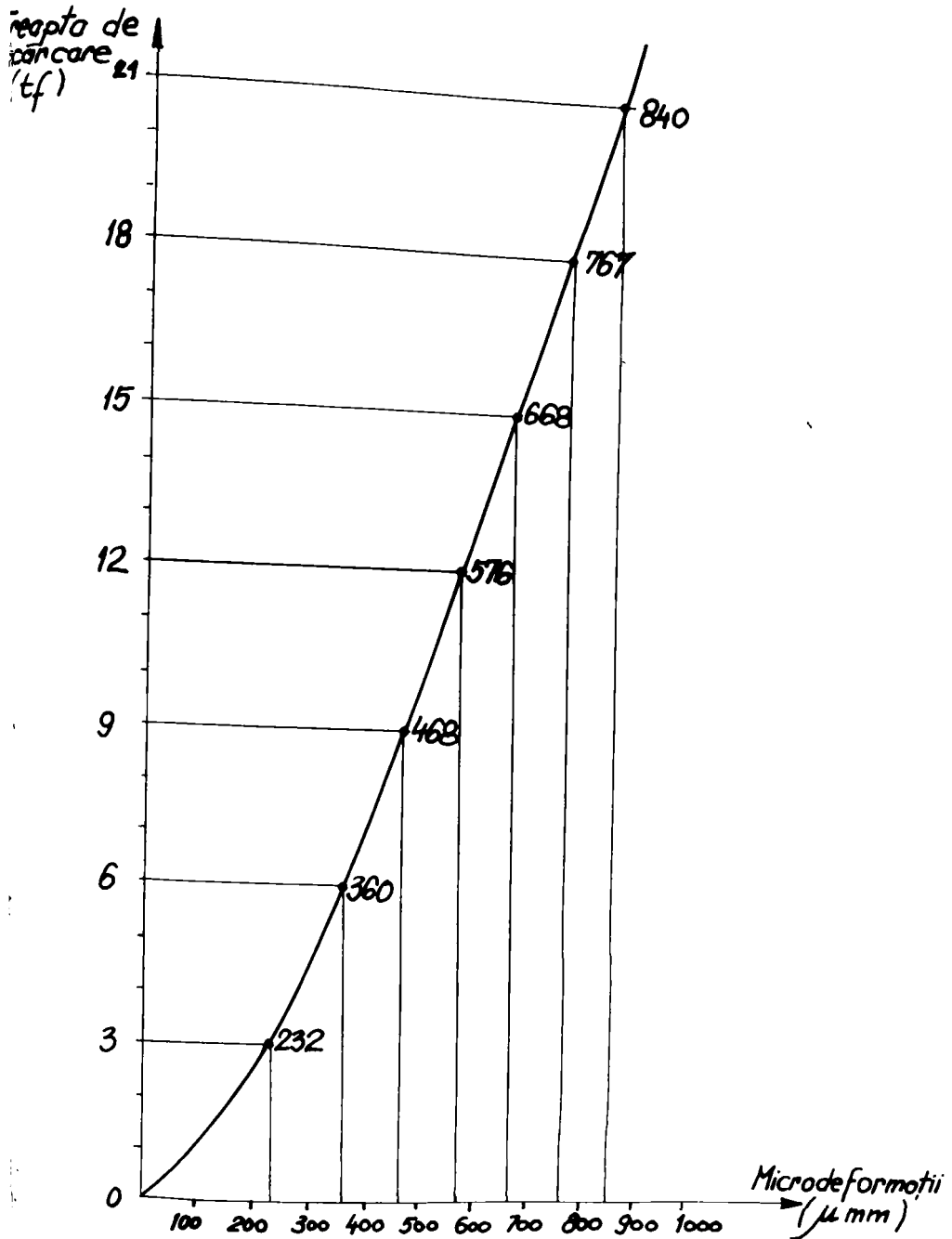


Diagrama de etalonare a
 aparatului MEC
 - coblu $\phi 29 \text{ mm}$ -

5. ANALIZE PRIVIND COMPORTAREA ÎN EXPLOATARE A UNOR STRUCTURI SUSPENDATE. ASPECTE REFERITOARE LA EXIGENȚELE DE SIGURANȚĂ ȘI EFECTE ÎN TIMP

5.1. GENERALITĂȚI

Analizele au caracter aplicativ. Ele s-au efectuat de autor la cererea beneficiarilor, pentru două construcții cu acoperiș suspendat: SALA POLIVALENTĂ ȘI PATINOARUL NAȚIONAL DIN BUCUREȘTI, cu ocazia modificării plafonului interior al sălii și respectiv cu ocazia înlocuirii hidroizolației și termoizolației acoperișului.

Analizele asupra modului de comportare al celor două tipuri de structuri au fost efectuate utilizând metodologia, expusă în capitoul anterior, bazată pe exigențele de siguranță.

Prin analizele efectuate s-a urmărit reevaluarea capacității portante și valorii forței de prețensionare în noile condiții de încărcări avându-se în vedere valorile eforturilor existente la momentul respectiv în structură. Rezultatele obținute au fost utilizate în stabilirea încărcării gravitaționale maxime ce poate fi suportată de structură prin modificările aduse și necesarul de forță de rețensionare ce trebuie introdus pentru rigidizarea structurii în noile condiții de încărcări, astfel încât să se mențină gradul de siguranță acceptat.

Pentru a fi apte de a-si indeplini rolul in exploatare, structurile din cabluri trebuie sa indeplinească urmatoarele exigențe:

- siguranța structurală
- functionalitate
- durabilitate.

Siguranța structurală cuprinde exigențele de capacitate de rezistență și stabilitate. Capacitatea de rezistență pentru structurile din ferme de cabluri se exprimă prin criteriul nedepășirii coeficientului minim de siguranță al cablurilor:

$$c = \frac{F_r}{S}, \text{ în care:}$$

F_r = forța de rupere a cablului;

S = efortul maxim din cablu rezultat din încărcări.

Exigența de stabilitate se exprimă prin criteriul ansamblului tensionat:

$S \geq 0$ (S este efortul minim din cablul tensionat supus încărcărilor exterioare),

adică, în orice situație din încărcare, eforturile din cabluri să fie de tipul întinderilor.

Această exigență poate fi satisfăcută prin forțele de pretensionare introduse în structură la montaj, iar în exploatare, prin retensionarea cablurilor, dacă există resurse de capacitate portantă ale acestora.

Exigența de funcționalitate se referă la asigurarea rigidității structurii astfel încât să fie eliminate situațiile de apariție a unor deplasări statice și dinamice exagerate, care să conducă la deteriorarea elementelor nestructurale (hidroizolație, termoizolație, instalații, etc.).

Exigența de durabilitate se referă la asigurarea condițiilor de protecție anticorozivă a elementelor.

Rezultatele analizelor efectuate fundamentează necesitatea verificării periodice a structurilor suspendate, aflate în exploatare, în scopul urmăririi modului cum variază caracteristicile proiectate ale acestora, pentru a se interveni la timp în reabilitarea lor.

Determinările experimentale efectuate pe două tipuri de acoperișuri suspendate cu alcătuirii structurale diferite, evidențiază modificări ale stărilor de eforturi din structură, față de faza inițială, proiectată, precum și abateri ale geometriei structurii față de această fază. Aceste modificări apar ca urmare a cumulului abaterilor aduse în fazele de execuție și montaj cu scăderile în timp ale forțelor de pretensionare datorate relaxării cablurilor.

Pe de altă parte, prelucrarea datelor experimentale referitoare la eforturile din ferme pun în evidență supraîncărcări ale unor cabluri ce alcătuiesc tălpile fermelor față de efortul mediu din talpa fermei, precum și diminuări ale eforturilor din cablurilor, față de efortul mediu din talpa fermei.

Valori ale acestor supraîncărcări fundamentează coeficientul parțial de siguranță "n" considerat în calculul coeficientului global de siguranță "c" al cablului, cuprins în exigențele de siguranță impuse calculului structurilor suspendate (vezi capitolul 2 al lucrării).

Rezultatele prelucrărilor datelor referitoare la stările actuale ale eforturilor din ferme, determinate experimental pun în evidență diminuările în timp, față de situația proiectată, a valorilor forțelor de pretensionare. Rezultatele evaluărilor prin calcul pun în evidență afectarea structurilor suspendate de modificările STS-urilor de vânt și

zăpadă. Aceste modificări conduc la eforturi ce micșorează capacitatea portantă a cablurilor exprimată prin coeficienții de siguranță și la micșorarea rigidității structurii exprimată prin valorile foștelor de pretensionare.

Rezultatele analizelor efectuate impun necesitatea unei cărți a construcției care să cuprindă datele inițiale de proiectare și montaj și modificările în timp a acestora, referitoare la încărcări, geometrice, forță de pretensionare.

Pentru asigurarea condițiilor optime de urmărire a comportării în timp a acoperișurilor suspendate, la montaj, trebuie efectuate următoarele lucrări:

- fixarea de repere, posibil de regăsit în etapele ulterioare, pentru definirea cotelor 0.00 față de care se realizează releveele fermelor și structurii de margine;
- fixarea, prin vopsire, a punctelor de pe nodurile fermelor și structurii de margine vizate pentru efectuarea releveelor.
- efectuarea releveului structurii acoperișului care va consta în determinarea cotelor finale ale tuturor nodurilor fermelor, în raport cu cota $\pm 0,00$ și cu axele principale ale construcției;
- efectuarea releveului structurii de margine care va consta în determinarea cotelor finale pentru nodurile principale ale cadrelor marginale, în raport cu cota $\pm 0,00$ și axele principale ale construcției;
- determinarea stării de eforturi din cablurile structurii în următoarele faze:
 - după pretensionarea fermelor;
 - după montarea învelitorii.

5.2. ANALIZE EFECTUATE PE STRUCTURA ACOPERIȘULUI SĂLII POLIVALENTE DIN BUCUREȘTI

5.2.1. OBIECTIVELE ANALIZELOR

Sala Polivalentă din București a fost realizată în anul 1974. Structura acoperișului este alcătuită din 16 ferme dispuse simetric față de axa transversală a construcției, având o travee de 4,5 m. Fermele sunt de tip concav alcătuite în sistem triunghiular, respectiv cu câte două grupuri de cabluri portante la talpa superioară (la 1,80 m distanță) și un grup de cabluri întinzătoare la talpa inferioară. Deschiderea cablului portant (superior) este de 67,5 iar cea a cablului întinzător (inferior) de

63,3 m. Săgețile cablurilor la mijlocul dechideri fermelor sunt crescătoare de la centru spre marginile construcției pentru realizarea pantei. Elementele geometrice și caracteristicile cablurilor se prezintă în planșele 1/1 și 1/2. Analizele prezentate s-au efectuat cu ocazia modificării plafonului interior al construcției, agățat de fermele de susținere ale acoperișului, cu un plafon nou. Această acțiune a condus la modificarea încărcărilor corespunzătoare greutății permanente considerată în calculul inițial, la proiectare. În plus, încărcările datorate acțiunii vântului și zăpezii s-au modificat și ele față de valorile considerate la proiectare, ca urmare a modificării STAS-urilor respective. Având în vedere noile condiții de încărcări în care trebuie să lucreze structura a apărut necesitatea rezolvării unor analize care să pună în evidență gradul de siguranță al structurii în noile condiții și măsurile necesare în cazul în care este nevoie, pentru reabilitarea răspunsului structurii. Prin analizele structurale efectuate s-a urmărit:

- evaluarea prin calcul a capacității portante și a rigidității structurii în noile condiții de încărcare;
- determinarea, față de situația reală a valorilor eforturilor din cablurile structurii, a necesarului de forță de pretensionare pentru rigidizarea structurii în noile condiții;

5.2.2. BĂNCI DE DATE REZULTATE DIN CALCULE ȘI DETERMINĂRI EXPERIMENTALE

Metodologia de calcul a fost cea descrisă în capitolul nr. 2. Calculul s-a efectuat utilizând programul de calcul de ordin doi, în ipotezele de încărcare prezentate în planșele 2-1÷2-3, pe fiecare fermă.

Rezultatele determinărilor experimentale sunt prezentate în tabele din anexa III. Ele reprezintă valorile eforturilor rezultate din ipoteza de încărcări reale provenite din greutatea permanente și forța de pretensionare pentru trei variante:

- cu plafon vechi
- fără plafon
- cu plafon nou

Evaluările prin calcul privind valorile eforturilor, capacității portante și forțelor de pretensionare s-au efectuat pentru aceleași variante. În plus, s-au efectuat calcule și în alte variante, datorate modificării STAS-urilor de încărcări climatice. Astfel, s-au considerat variante cu valorile încărcărilor climatice conform STAS-urilor din anul 1978, (ca în faza de

proiectare) și conform STAS-urilor din anul 1990. S-au putut evalua astfel efectele pe care le au modificările acestor STAS-uri asupra capacității portante și rigidității structurii. Rezultatele sunt prezentate în tabelele din paginile 82-90

5.2.2.1. Încărcări considerate în calcul

Încărcări din zăpadă conform STAS 10101/21 - 78

Încărcare din zăpadă uniform distribuită

$$p_z^n = C_z \cdot C_p \cdot g_z; \quad C_z = 1; \quad g_z = 1,0 \text{ kN/m}^2; \quad C_p = 1,075$$

$$p_z^c = \gamma_F \cdot p_z^n; \quad \gamma_F = 1,4; \quad C_p = \text{se limitează la } 1,2$$

$$p_z^n = 1 \cdot 1,075 \cdot 1 = 1,075 \text{ kN/m}^2$$

$$p_z^c = 1,4 \cdot 1,075 = 1,505 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Traveea de } 4,50\text{m}; \quad p_z^c = 1,505 \cdot 4,5 = 6,77 \text{ kN/m}$$

Încărcări din vânt, conform STAS 10101/20-78

$$p_n^n = \beta \cdot c_n \cdot g_v; \quad g_v = 0,54 \text{ kN/m}^2; \quad \beta = 1 + \varepsilon_r$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2; \quad T = 0,56 \quad \varepsilon_1 = 0,5; \quad \varepsilon_2 = 3,3$$

$$\beta = 1 + 0,5 \cdot 3,3 \cdot 0,345 = 1,57$$

Traveea de 4,50m

$$p_n^v = 1,017 \cdot 4,5 = 4,58 \text{ kN/m}; \quad p_n^v = 0,68 \cdot 4,5 = 3,06 \text{ kN/m}$$

Încărcări din zăpadă conform STAS 10101/21 - 90

București - zona C. $\rightarrow g_z = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$$p_z^n = C_z \cdot C_e \cdot g_z$$

I $C_e = 0,8 \rightarrow C_e \cdot g_z = 1,2$

II $C_e = 0,6 \rightarrow C_e \cdot g_z = 0,9$

$$p_z^c = \gamma_F p_z^n \quad \text{Clasa de importanță a construcției II, deci } \gamma_a = 2,5$$

$$\gamma_F = \gamma_a - 0,4 \frac{g_p}{C_e g_z} \geq 0,3 \gamma_a$$

$$g_p = 1 \text{ kN/m}^2$$

II pentru $C_e = 0,6$

$$\gamma_F = 2,5 - 0,4 \frac{1}{0,6 \cdot 1,5} = 2,06 \rightarrow p_z^c = 2,06 \cdot 0,9 = 1,85 \text{ kN/m}^2$$

I. pentru $C_e = 0,8$

$$\gamma_F = 2,5 - 0,4 \frac{1}{0,8 \cdot 1,5} = 2,17 \rightarrow p_z^c = 2,17 \cdot 1,2 = 2,6 \text{ kN/m}^2$$

Se consideră $p_z^c = 1,85 \text{ kN/m}^2$

Încărcări din vânt conform STAS 10101/20 - 90

$$p^n = \beta C_{hi} \cdot C_h(z) g_v$$

- tip de amplasament deschis (teren deschis, loc)
- înălțimea construcției = 20 m. $C_h(z) = 125$ m.
- C_{hi} = coeficient aerodinamic conform instrucțiunii pentru structuri din cabluri
- $g_v = 0,42$ kN/m² (zona B, București)
- β = din diagramă (STAS) conf. lui ε_1 și β_0

$$\varepsilon_I = \frac{T_I V_0^{(2 \text{ min})}}{1200}; \quad V_0^{(2 \text{ min})} = \sqrt{\gamma_F} \times V_{2m}; \quad V_{2m} = 26 \text{ m/s}$$

$\gamma_F = 1,4$ conf. tabel din STAS, dar se sporește la $\gamma_F = 2,0$ pentru acoperiș ușor

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}$$

$$\omega_1^2 = \frac{\pi^2}{m l^2} \left(H_1 + H_2 + \frac{K_1 l^2 E_1 A_1}{\pi^2 W_1} \right)$$

$m = Q/g$ = masa sistemului oscilant

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

l = deschidere fermă

H_1, H_2 = componentele eforturilor din tălpi

W_1 = coeficient intrat în calculul eforturilor

K_1 = coeficient ce depinde de geometrie

E_1 = modul de elasticitate

Pentru ferma 8

$$m_8 = 2,54 \text{ t}$$

$$W_{1,8} = 14,78$$

$$T_{1,8} = 0,43 \text{ s} \rightarrow \varepsilon_1 = 0,018 \rightarrow \beta_0 = 1,75$$

Pentru ferma 5

$$m_5 = 3,5 \text{ t}$$

$$W_{1,5} = 11$$

$$T_{1,5} = 0,57 \text{ s} \rightarrow \varepsilon_1 = 0,0247 \rightarrow \beta_0 = 1,9$$

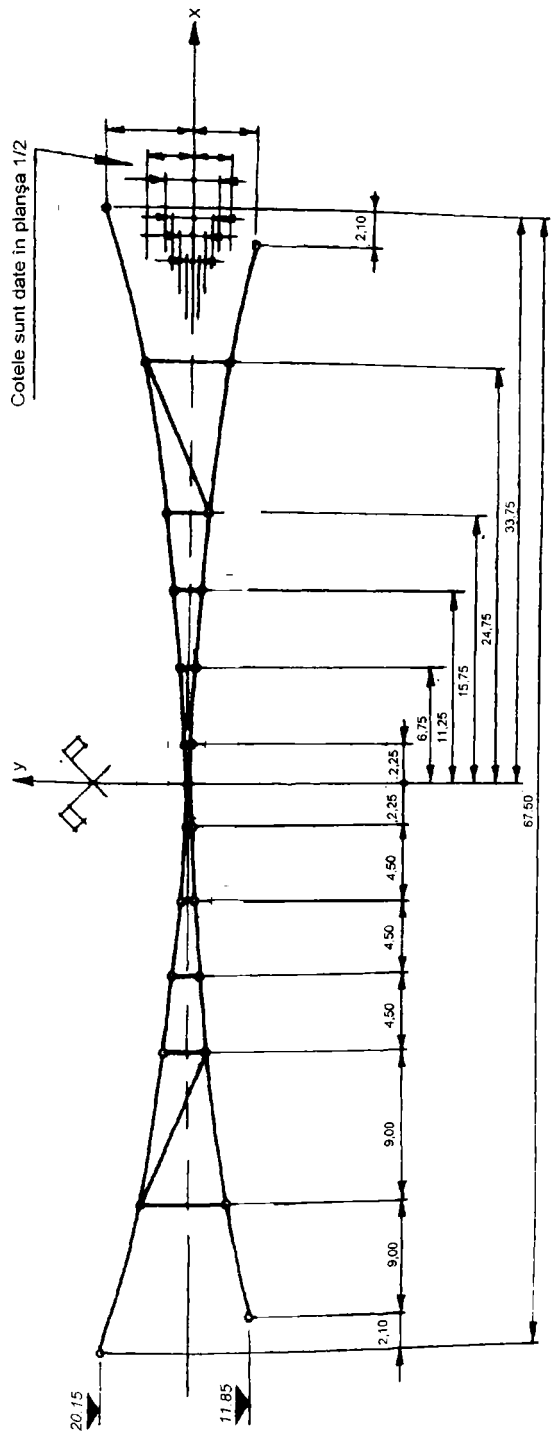
Se alege pentru calculul încărcărilor, $\beta = 1,9$

$$\beta = 1 + \mu(z_0) \beta_0(\varepsilon_1)$$

$$\mu(z_0) = 0,055 \text{ conf. STAS 10101/20-90}$$

$$\beta = 1 + 0,55 \cdot 1,9 = 2,045$$

$$p^n_n = 2,045 \cdot C_{ni} \cdot 1,25 \cdot 0,42 = 1,07 C_{ni}$$

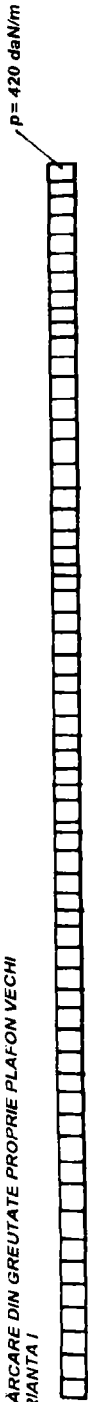


SCHEMA DE ANSAMBLU A FERMEI
STRUCTURII DE REZISTENŢĂ

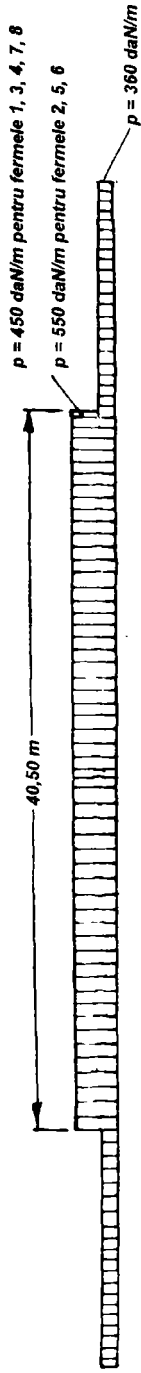
COTELE PE AXA "y" A FERMELOR

Nr.nod.	Număr fermă							
	2	3	4	5	6	7	8	
1; 25	-2,7	-2,84	-2,987	-3,129	-3,272	-3,414	-3,60	-3,70
2; 23	-1,682	-1,764	-1,852	-1,936	-2,02	-2,104	-2,188	-2,272
3; 24	5,60	5,46	5,313	5,171	5,028	4,886	4,743	4,60
4; 22	2,985	2,912	2,832	2,758	2,682	2,608	2,532	2,457
5; 21	-0,681	-0,712	-0,751	-0,784	-0,818	-0,851	-0,855	-0,919
6; 20	1,207	1,174	1,134	1,096	1,0637	1,028	0,992	0,957
7; 19	-0,347	-0,36	-0,38	-0,395	-0,403	-0,427	-0,443	-0,459
8; 18	0,616	0,603	0,583	0,568	0,552	0,537	0,522	0,507
9; 17	-0,125	-0,129	-0,139	-0,144	-0,151	-0,156	-0,163	-0,169
10; 16	0,222	0,220	0,211	0,206	0,201	0,196	0,191	0,186
11; 15	-0,0187	-0,0187	-0,0187	-0,0187	-0,0187	-0,0187	-0,0187	-0,0187
12; 14	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

ÎNCĂRCARE DIN GREUTATE PROPRIE PLAFON VECHI
VARIANTA I



ÎNCĂRCARE DIN GREUTATE PROPRIE PLAFON NOU



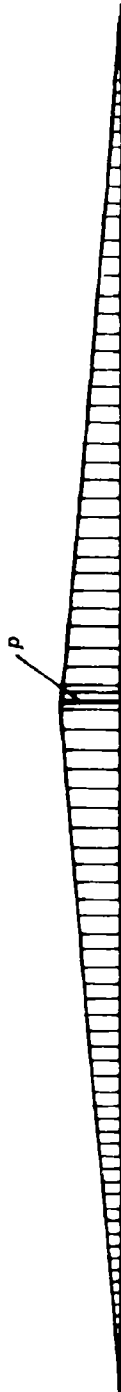
VARIANTA 1

$p = 6,77 \text{ kN/m}$ conform
STAS 10101/21-1978
 $p = 8,32 \text{ kN/m}$ conform
STAS 10101/21-1990

ÎNCĂRCARE DIN ZĂPADĂ - VARIANTA II



ÎNCĂRCARE DIN ZĂPADĂ
VARIANTA III



$p = 13,54 \text{ kN/m}$, corespunzător STAS 10101/21-1978
 $p = 16,65 \text{ kN/m}$, corespunzător STAS 10101/21-1990

Planșa 2/1

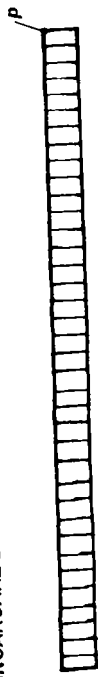


$p = 13,54 \text{ kN/m}$ corespunzător STAS 10101/211978
 $p = 16,65 \text{ kN/m}$ corespunzător STAS 10101/211990
ÎNCĂRCARE DIN ZĂPADĂ
VARIANTA IV



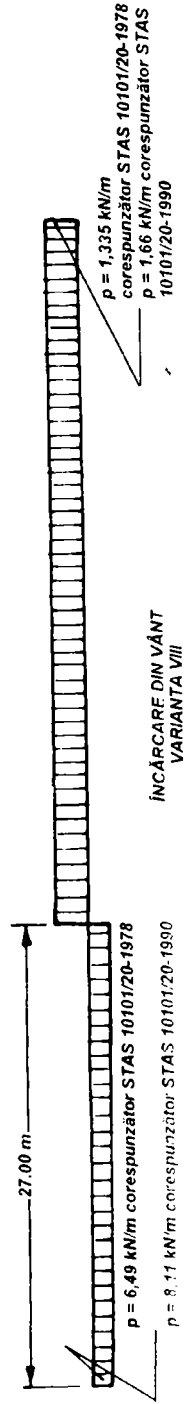
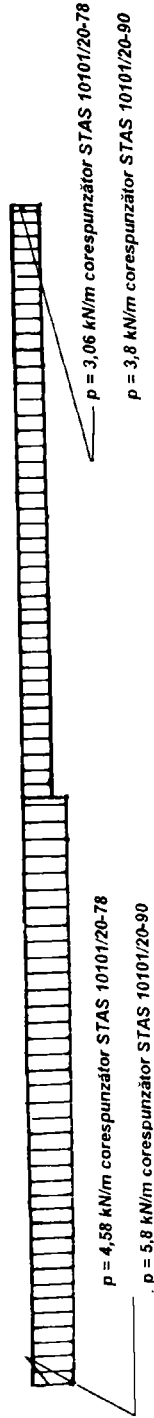
$p = 13,54 \text{ kN/m}$ corespunzător STAS 10101/211978
 $p = 16,65 \text{ kN/m}$ corespunzător STAS 10101/211990
ÎNCĂRCARE DIN ZĂPADĂ
VARIANTA V

ÎNCĂRCARE DIN ZĂPADĂ - VARIANTA VI



$p = 13,54 \text{ kN/m}$ corespunzător STAS 10101/21-1978
 $p = 16,65 \text{ kN/m}$ corespunzător STAS 10101/21-1990

ÎNCĂRCARE DIN VÂNT VARIANTA VII



ÎNCĂRCARE DIN VÂNT
VARIANTA VIII

5.2.2.2. Analize privind stările de eforturi și respectarea exigențelor de siguranță în condițiile noilor încărcări. Variația în timp a forței de pretensionare

STĂRI DE EFORTURI ÎN TĂLPILE ÎNTINZĂTOARE ALE FERMELEOR ÎN ANUL 1987, CONSIDERÂND VECHIUL PLAFON

Număr Fermă	Valorile eforturilor rezultate prin măsurători în ipoteza: Pretensionare + încărcări gravitaționale (acoperiș + ferme + plafon vechi)(KN)	Valoare eforturi rezultate din clacul pentru ipoteza cu încărcări gravitaționale (acoperiș + ferme + plafon vechi)(KN)	Valoare forță de pretensionare existentă în tăpile întinzătoare (col. 1 + col.2) (KN)
1	194,5	79,7	274,2
2	210	87,5	297,5
3	196	95,4	291,7
4	176	103,3	279,3
5	213	112,0	325,0
6	144	119,0	263,0
7	167	126,9	293,9
8	115	134,8	249,8
9	84	134,8	218,8
10	153	126,3	279,3
11	132	119,1	251,1
12	167,5	112,0	279,5
13	179,0	103,3	282,3
14	214,0	95,4	309,4
15	250,0	87,5	337,5
16	253,0	79,7	332,7

VARIAȚIA FORȚEI DE PRETENSIONARE DIN TĂLPILE ÎNTINZĂTOARE ALE FERMELEOR STRUCTURII ÎN PERIOADA 1974 - 1987

Număr Fermă	Valoare forță de pretensionare calculată în anul 1974, în tăpile întinzătoare ale fermelor (KN)	Valoare forță de pretensionare determinată experimental în anul 1987, în tăpile întinzătoare ale fermelor (KN)	Variația procentuală a forței de pretensionare în tăpile întinzătoare, ale fermelor în perioada 1974 - 1987 (%)
1	382	274	28,27
2	396	298	24,75
3	410	291	29,02
4	424	279	34,19
5	438	325	25,79
6	452	263	41,81
7	466	294	36,90
8	480	250	47,91
9	480	220	54,16
10	466	273	41,41
11	452	251	44,46
12	438	280	36,07
13	424	280	33,96
14	410	309	24,63
15	396	338	14,64
16	382	330	13,61

Valorile coeficienților de siguranță pentru plafon nou și încărcări climatice STAS din 1978

Eforturi maxime (kN)		Coef. de siguranță F_{rup}/H	
H_1	H_2	C_1	C_2
Pretens. + greutate perm.+ var. III	Pretens. + greutate perm.+ var. VIII		
1488	516	2,14	2,05
1543	486	2,06	2,18
1415	476	2,25	2,23
1516	485	2,10	2,19
1590	503	2,00	2,11
1603	507	1,98	2,09
1526	498	2,08	2,13
1542	496	2,06	2,14

C_1, C_2 = coeficient de siguranță pentru cablul portant, respectiv, întinzător.

H_1, H_2 = efort în talpa portantă, respectiv, întinzătoare.

F_{rup} = forța de rupere pe talpă. Talpă portantă : $F_{rup} = 6 \times 531$ kN;

Talpă întinzătoare $F_{rup} = 2 \times 531$ kN

F_{rup} pentru un cablu $\phi 27 = cu 531$ kN

EFORTURI ÎN TĂLPILE FERMELOR ȘI COEFICIENȚI DE SIGURANȚĂ CONSIDERÂND STAREA DE EFORT ÎNȚIALĂ EGALĂ CU STAREA DE EFORT MĂSURATĂ. PLAFON NOU. ÎNCĂRCĂRI CLIMATICE STAS DIN 1978

Nr Fermă	Eforturi în tălpile fermelor (kN)										Coeficienți de siguranță	
	Eforturi existente (măsurate)		Eforturi negative (inc. clim.)		Eforturi maxime (inc. clim.)		Eforturi rezultate din ipoteze de încărcare					
	H ₁	H ₂	H ₁ (var.VIII)	H ₂ (var.V)	H ₁ (var.III)	H ₂ (var.VII)	Minime		Maxime		C ₁ cablu portant	C ₂ Cablu întinz.
						H ₂ (col.2+4)	H ₂ (col.3+5)	H ₂ (col.2+6)	H ₂ (col.2+4)			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	597	208	-378	-242	776	204	219	-34	-1373	412	2.32	2.57
2	571	214	-387	-244	792	205	187	-30	1363	419	2.33	2.55
3	599	199	-387	-252	788	215	212	-53	1387	414	2.29	2.56
4	584	196	-379	-250	779	210	205	-54	1363	406	2.33	2.60
5	630	208	-382	-256	790	208	248	-48	1420	416	2.24	2.55
6	624	161	-383	-257	785	208	241	-96	1409	370	2.26	2.87
7	628	174	-381	-265	784	216	247	-91	1412	390	2.25	2.72
8	598	139	-381	-269	780	217	217	-130	1378	356	2.31	2.98
9	633	94	-381	-269	780	217	252	-175	1413	311	2.25	3.41
10	653	163	-381	-265	784	216	272	-102	1437	379	2.21	2.80
11	647	144	-383	-257	785	208	264	-113	1432	353	2.22	3.00
12	612	168	-382	-256	790	208	236	-88	1402	376	2.27	2.82
13	669	185	-379	-250	779	210	280	-55	1448	405	2.20	2.62
14	621	215	-387	-252	788	215	234	-37	1409	430	2.26	2.47
15	650	253	-387	-244	792	205	263	9	1442	458	2.21	2.31
16	597	279	-378	-322	776	204	219	37	1373	483	2.29	2.20

EFORTURI ÎN TĂLPILE FERMELOR ȘI COEFICIENȚI DE SIGURANȚĂ CONSIDERÂND STAREA DE EFORT ÎNȚĂLĂ EGALĂ CU STAREA DE EFORT MĂSURATĂ. PLAFON NOU. ÎNCĂRCĂRI CLIMATICE STAS DIN 1978

Nr Fermă	Eforturi în tălpile fermelor (kN)										Coeficienți de siguranță		
	Eforturi existente					Eforturi rezultate din ipteze de încărcare					C ₁ cablu portant	C ₂ Cablu întinz.	C ₃ 12 13
	Eforturi (măsurate)		Eforturi maxime (inc. clim.)		Eforturi maxime (inc. clim.)		Eforturi rezultate din ipteze de încărcare		Maxime				
H ₁	H ₂	H ₁ (var. VIII)	H ₂ (var. V)	H ₁ (var. III)	H ₂ (var. VII)	H ₁ (col. 2+4)	H ₂ (col. 2+6)	H ₁ (col. 3+5)	H ₂ (col. 2+4)	C ₁	C ₂		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1	597	208	-378	-242	776	204	219	-34	-1373	412	2.32	2.57	
2	571	214	-387	-244	792	205	187	-30	1363	419	2.33	2.55	
3	599	199	-387	-252	788	215	212	-53	1387	414	2.29	2.56	
4	584	196	-379	-250	779	210	205	-54	1363	406	2.33	2.60	
5	630	208	-382	-256	790	208	248	-48	1420	416	2.24	2.55	
6	624	161	-383	-257	785	209	241	-96	1409	370	2.26	2.87	
7	628	174	-381	-265	784	216	247	-91	1412	390	2.25	2.72	
8	598	139	-381	-269	780	217	217	-130	1378	356	2.31	2.98	
9	633	94	-381	-269	780	217	252	-175	1413	311	2.25	3.41	
10	653	163	-381	-265	784	216	272	-102	1437	379	2.21	2.80	
11	647	144	-383	-257	785	209	284	-113	1432	353	2.22	3.00	
12	612	168	-382	-256	790	208	236	-88	1402	376	2.27	2.82	
13	669	185	-379	-250	779	210	290	-55	1448	405	2.20	2.62	
14	621	215	-387	-252	788	215	234	-37	1409	430	2.26	2.47	
15	650	253	-387	-244	792	205	263	9	1442	458	2.21	2.31	
16	597	279	-378	-322	776	204	219	37	1373	483	2.29	2.20	

STAREA DE EFORTURI MEDII EXISTENTĂ ÎN TALPILE FERMELEOR ÎN DIVERSE VARIANTE DE ÎNCĂRCARE ÎNCĂRCĂRI CLIMATICE CONFORM STAS DIN 1990 ȘI NOUL PALFON

Nr. fermă	Greutate perm. (kN)	Zăpadă var. II		Zăpadă var. III		Zăpadă var. V		Vânt var. VII		Vânt var. VIII		Efort negativ maxim		
		H ₁ (kN)	H ₂ (kN)	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)			
		H ₁ (col. 1 + 11)	H ₂ (col. 2 + 8)											
1	182	-38	759,6	-159,9	972,8	-208,0	158,0	188,1	-476,0	156,0	-393,0	252,0	-294	-393,5
			633,0	-355,5	633,0	633,0	633,0	46,5	-379,0	47,0	46,5	-172,0	39	-483
2	526	-119	766,3	-173,0	981,0	-235,	159,6	188,0	-487,0	142,2	-403,0	254,0	39	-483
			638,0	-364,2	638,0	638,0	638,0	52,0	-389,0	52,0	38,4	-172,0		
3	449	-109	775,0	-186,0	992,0	-252,9	161,4	186,0	-487,0	153,7	-411,6	266,0	-38	-467
			645,8	-358,3	645,8	645,8	645,8	58,2	-386,0	58,2	40,3	-177,3		
4	444	-115	779,5	-201,8	998,0	-274,4	162,0	130,0	-477,0	160,0	-394,3	260,0	-33	-457
			649,5	-342,0	649,5	649,5	649,5	69,0	-379,9	69,0	32,48	-158,8		
5	559	-155	782,3	-216,7	1001	-294,7	162,9	123,8	-481,0	171,3	-389,0	257,9	78	-497
			651,9	-349,5	651,9	651,9	651,9	83,0	-385,0	83,0	26,2	-151,2		
6	514	-152	785,7	-232,5	1006	-316,2	163,5	133,6	-482,0	172,6	-390,0	259,0	32	-521
			654,7	-369,0	654,7	654,7	654,7	83,0	-386,0	83,0	26,4	-152,5		
7	528	-168	786,4	-250,0	1007	-340,0	163,8	109,1	-480,0	185,0	-390	26,7	48	-535
			655,3	-367,6	655,3	655,3	655,3	93,0	-385,0	93,0	26,0	-14,63		
8	505	-171	787,5	-260,0	1008	-362,4	164,0	105,7	-480,0	191,0	390,0	269,0	25	-551
			656,2	-380,0	656,2	656,2	656,2	101,6	-385,0	101,6	25,0	-141,5		
9	505	-171	785,0	-266,5	1008	-362,4	163,5	105,7	-480,0	191,0	-39,0	267,0	25	-551
			654,1	-380	654,1	654,1	654,1	101,6	-385,0	101,6	25,0	-146,3		
10	528	-168	786,4	-250,0	1007	-340,0	163,8	109,1	-480,0	185,0	-390	20,7	48	-535
			655,3	-367,6	655,3	655,3	655,3	93,0	-385,0	93,0	26,0	-14,63		
11	514	-152	785,7	-232,5	1006	-316,2	163,6	133,6	-482,0	172,6	-390	259,0	32	-521
			654,7	-369,	654,7	654,7	654,7	83,0	-386,6	83,0	26,4	-152,5		
12	553	-155	782,3	-216,7	1001	-294,7	162,9	123,8	-481,0	171,3	-389,0	251,9	78	-497
			652,3	-349,5	652,3	652,3	652,3	83,0	-385,0	83,0	26,2	-151,2		

Nr. fermă	Greutate perm. (kN)	Zăpadă var. II		Zăpadă var. III		Zăpadă var. V		Vânt var. VII		Vânt var. VIII		Efort negativ	
		H ₁ (kN)	H ₂ (kN)	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)	H ₁ (kN)	H ₂ (kN)	H ₁ (col. 1 + 11)	H ₂ (col. 2 + 8)
13	444	-115	-201,8	998,0	-274,4	162,3	150,0	-477,0	160,0	-394,3	260,0	-33	-457
				649,5	-342,0			-376,0	69,0	32,5	-158,0		
14	449	-109	-186,0	992,0	-252,9	161,4	186,0	-487,0	153,7	-411,6	266,0	-38	-467
				645,8	-358,3			-389,0	58,2	40,3	-177,3		
15	526	-119	-173,0	981,0	-232,5	159,6	188,0	-486,0	142,0	-400	254,0	39	-483
				638,0	-364,2			-389,0	52,0	38,4	-172,0		
16	182	-38	-159,9	972,8	-208,0	158,0	188,1	-476,0	135,0	-393,0	252,0	-294	-393,5
				633,0	-355,3			-379,0	47,0	46,5	-172,0		

Determinarea forței de retenționare și a coeficienților de siguranță având în vedere eforturile existente în structură. Plafon nou și încălziri climatice conform STAS-uri din 1990.

Nr. Fermă	Eforturi existente (măsurate) Greut. perm. + pretens. kN		Eforturi max. negative din încălziri climatice kN		Eforturi pozitive din încălziri climatice kN		Eforturi maxime din ipoteze de încărcare kN						Coeficienți de siguranță (existenți)	
	H ₁	H ₂	H ₁ (var. VIII)	H ₂ (var. V)	H ₁	H ₂	Negative			Pozitive			C ₁	C ₂
							H ₁ (col. 1+3)	H ₂ (col. 2+4)	H ₁ (col. 1+5)	H ₂ (col. 2+6)				
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
1	597	208	-476	-355,3	972,8	252	121	-147,5	1569,8	460	2,02	2,3		
2	571	214	-487	-364,2	981	254	84	-150	1552	468	2,05	2,27		
3	599	199	-487	-358,3	992	266	112	-159,3	1591	465	2,00	2,28		
4	584	196	-477	-342	988	260	107	-146	1572	456	2,02	2,32		
5	630	208	-481	-349	1001	258	149	-141	1631	466	1,95	2,28		
6	624	161	-482	-363	1006	259	142	-202	1630	420	1,95	2,52		
7	628	174	-480	-367	1006	267	148	-193	1634	441	1,95	2,40		
8	598	139	-480	-380	1008	269	118	-241	1606	409	1,94	2,60		
9	633	94	-480	-380	1008	269	153	-286	1641	363	1,92	2,92		
10	653	163	-480	-367	1007	267	173	-204	1660	430	1,93	2,47		
11	647	144	-482	-363	1006	259	165	-219	1653	403	1,97	2,63		
12	612	168	-481	-349	1001	258	131	-181	1613	426	1,92	2,50		
13	669	165	-477	-342	988	260	192	-157	1657	445	1,97	2,38		
14	621	115	-487	-358,3	992	266	134	-243	1613	341	1,95	3,11		
15	650	253	-487	-364,2	981	254	397	-111	1631	507	1,95	2,09		
16	597	279	-476	-353,3	972,8	252	121	-74	1570	531	2,02	2,0		

Rezultă:

- din punct, de vedere al satisfacerii exigenței de stabilitate rezultă că pentru eliminarea compresiunilor din talpile întinzătoare, rezultate în ipoteza de încărcare cu zăpadă, este necesară retenționarea tălpilor fermelor cu valorile acestor compresiuni, conținute în coloana nr. 8 din tabel
- din punct de vedere al satisfacerii exigenței de capacitate portantă, valorile coeficienților de calcul ai membrilor portanți, indică imposibilitatea suplimentării de efort în structură.

5.2.3. CONCLUZII REZULTATE DIN PRELUCRAREA DATELOR

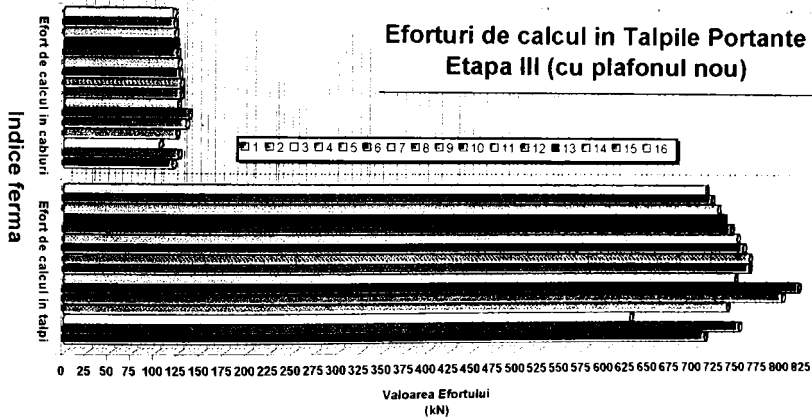
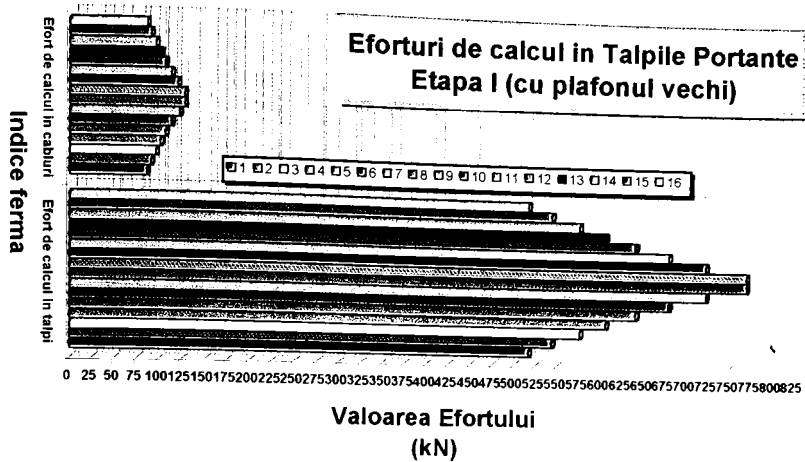
Prelucrarea rezultatelor experimentale conduc la următoarele concluzii:

- valorile calculate ale eforturilor din cabluri cresc de la fermele marginale spre fermele centrale, în funcție de geometria acestora. Valorile experimentale ale eforturilor descresc în acelaș sens ca urmare a diminuării forței de pretensionare;
- diminuarea forței de pretensionare existentă în ferme, față de forța de pretensionare rezultată în calculul inițial, de proiectare cu valoarea maximă de 55%. Valorile diminuărilor sunt crescătoare dinspre fermele de margine spre fermele centrale, la fel ca și eforturile maxime din ferme;
- valoarea forței de pretensionare din ferme nu satisface condiția prin care se asigură rigiditatea structurii, pentru încărcările, din zăpadă, corespunzătoare STAS 10101/20-1990;
- coeficienții de siguranță ai unora dintre cabluri au valori sub limita coeficientului minim impus de exigența de siguranță referitoare la capacitatea portantă (cu aproximativ 2% din valoarea acestui coeficient), pentru încărcările din vânt și zăpadă calculate conform. STAS 10101/20-1990 și STAS 10101/21-1990;
- în condițiile noilor încărcări climatice fermele nu mai pot fi retensionate datorită lipsei de rezervă de capacitate portantă exprimată prin coeficienții de siguranță a cablurilor;
- valorile eforturilor din cablurile componente ale tălpilor fermelor oscilează în jurul valorilor medii a eforturilor din tălpi.
- supraîncărcările cablurilor componente ale tălpilor fermelor față de media efortului din talpă au valoarea maximă procentuală de 29%. Diminuările eforturilor din cablurile componente ale tălpilor fermelor față de media efortului au valoarea maximă procentuală de 25%.

În continuare se reprezintă prelucrarea grafică a rezultatelor obținute prin calcul.

5.2.4.

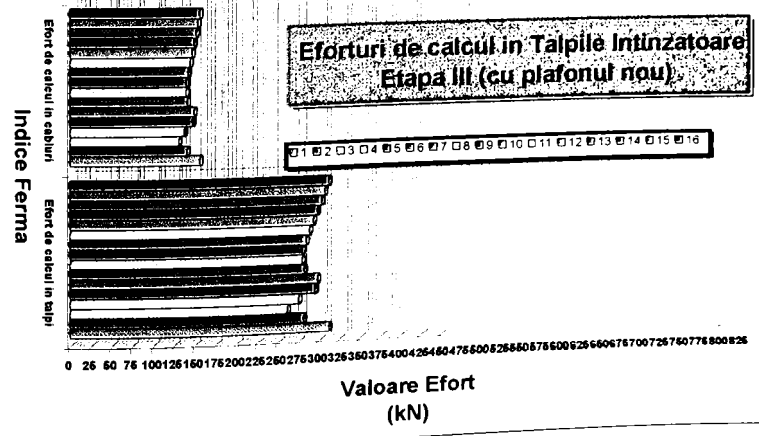
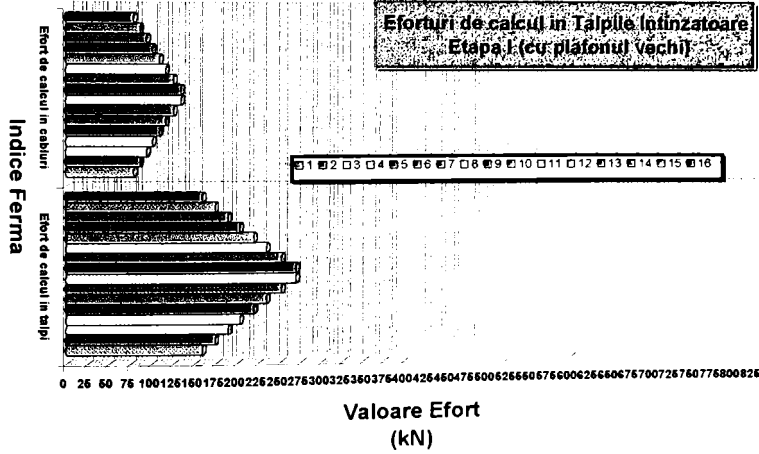
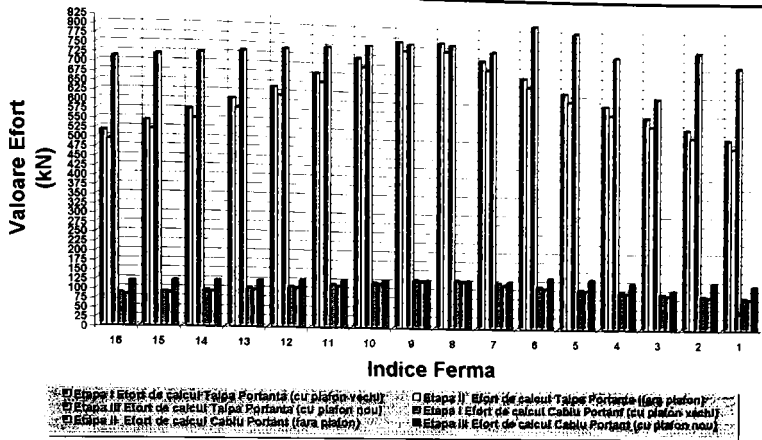
REPREZENTAREA GRAFICĂ A REZULTATELOR ANALIZELOR



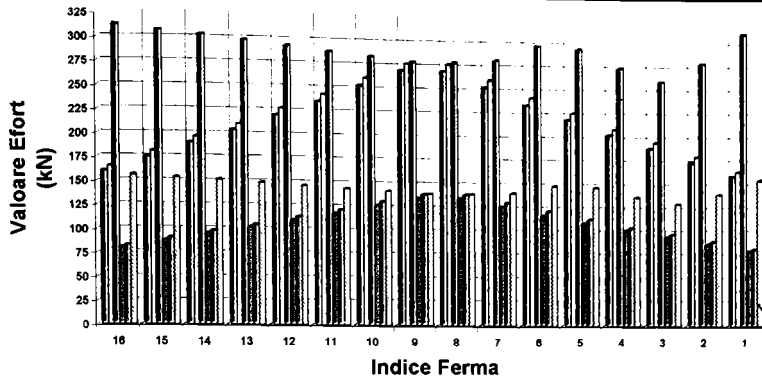
Notă:

- * Eforturile corespund grupării: greutate permanentă și pretensionare;
- * Forța de pretensionare s-a calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978

Eforturi de calcul Cabluri Portante



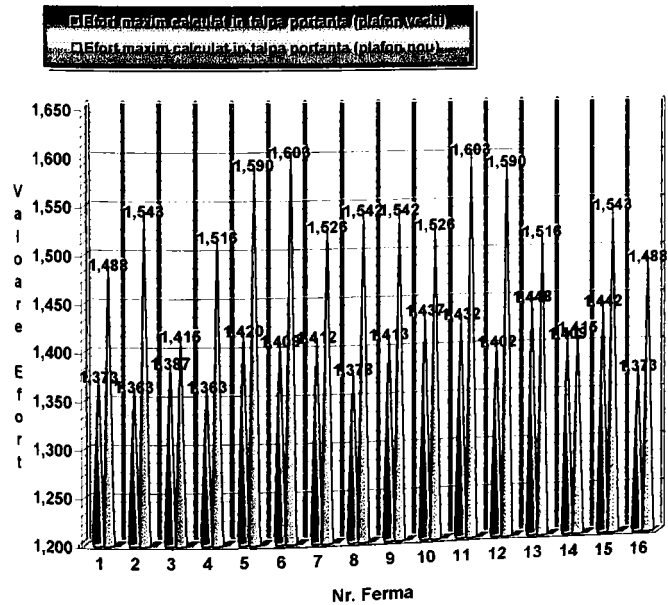
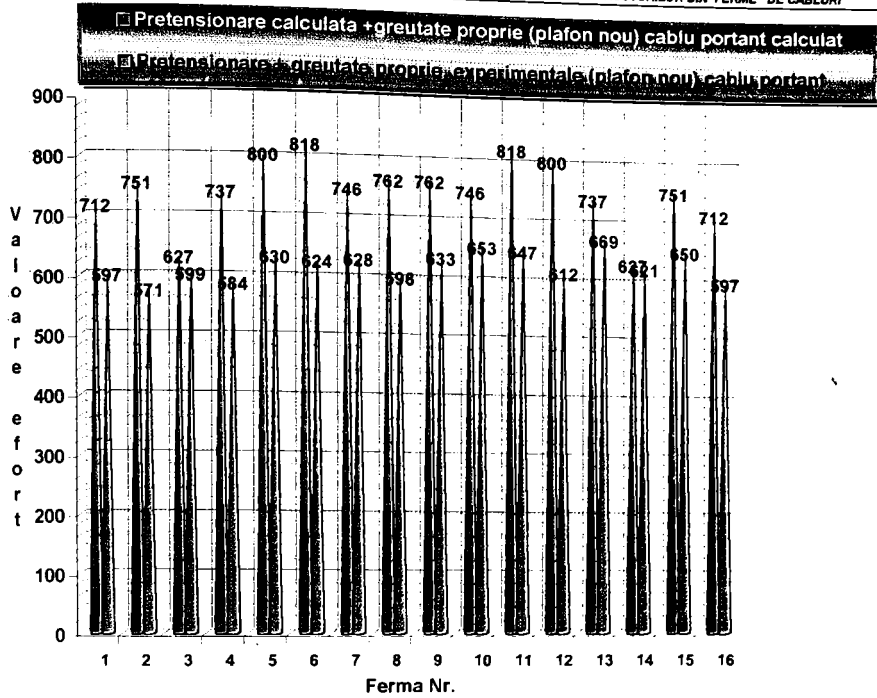
Eforturi de Calcul Cabluri Intinzoatoare



Etapa I: Efort de calcul Talpa Intinzoare (cu platou vechi) Etapa II: Efort de calcul Talpa Intinzoare (fara platou)
 Etapa II: Efort de calcul Talpa Intinzoare (cu platou nou) Etapa I: Efort de calcul Cablu Intinzoator (cu platou vechi)
 Etapa III: Efort de calcul Cablu Intinzoator (fara platou) Etapa II: Efort de calcul Cablu Intinzoator (cu platou vechi)

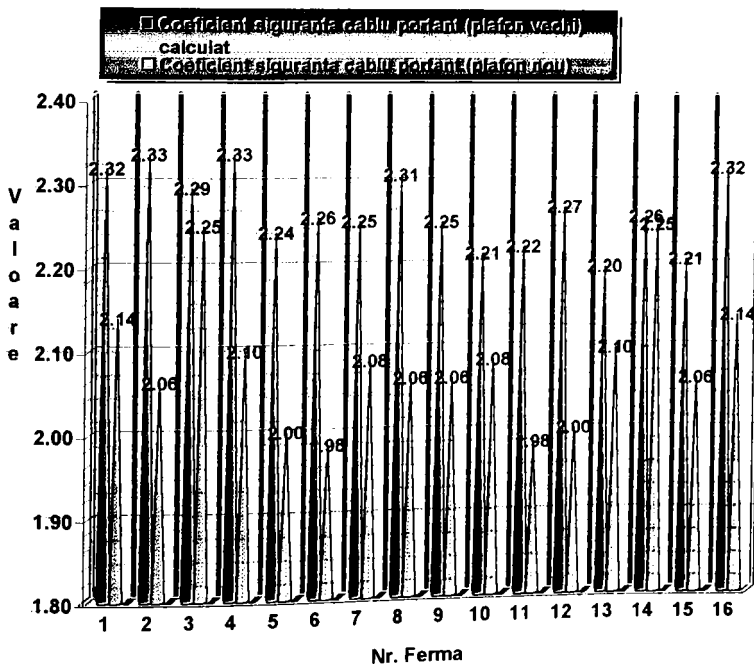
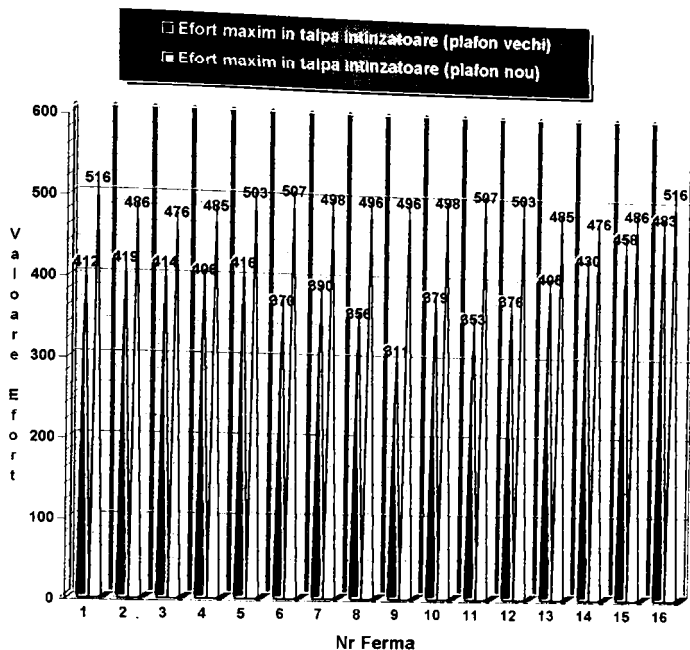
Notă:

- * Eforturile corespund grupării: greutate permanentă și pretensionare;
- * Forța de pretensionare s-a calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978



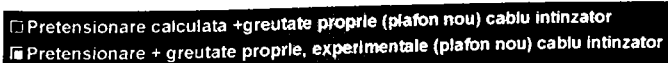
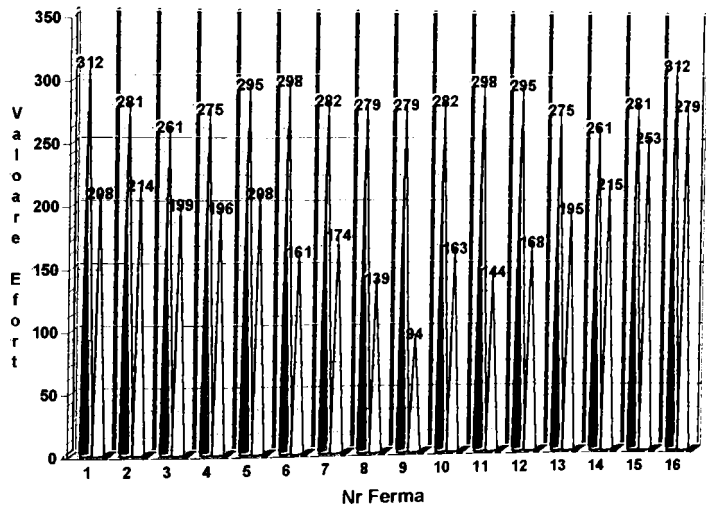
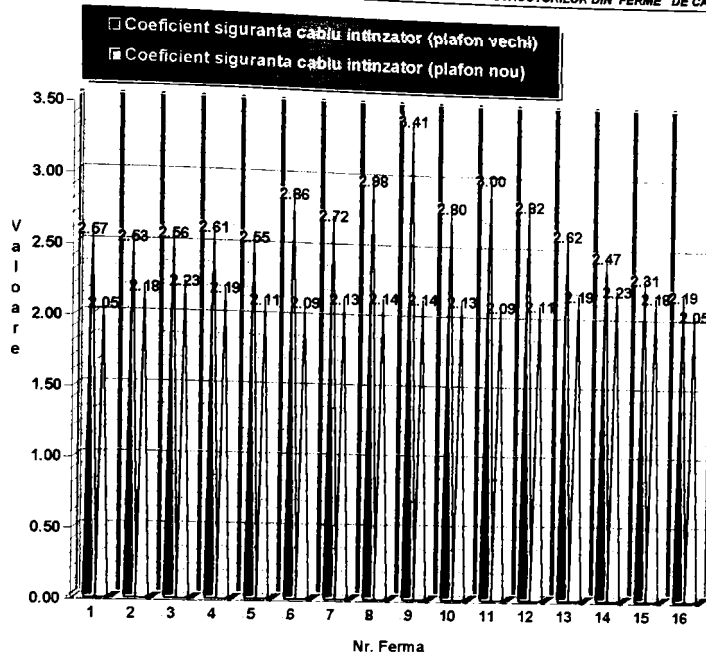
Notă:

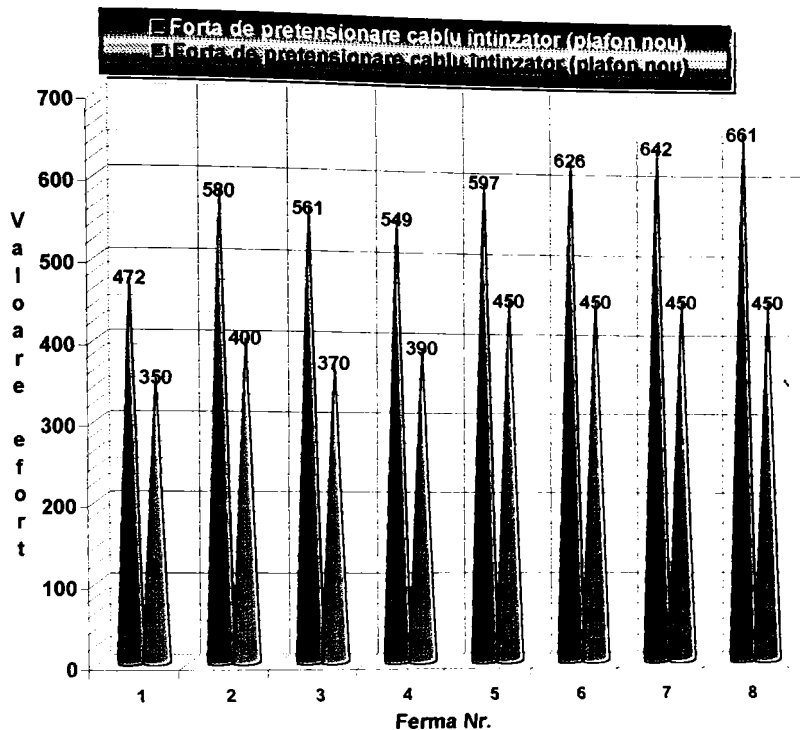
* Forța de pretensionare și eforturile s-au calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978



Notă:

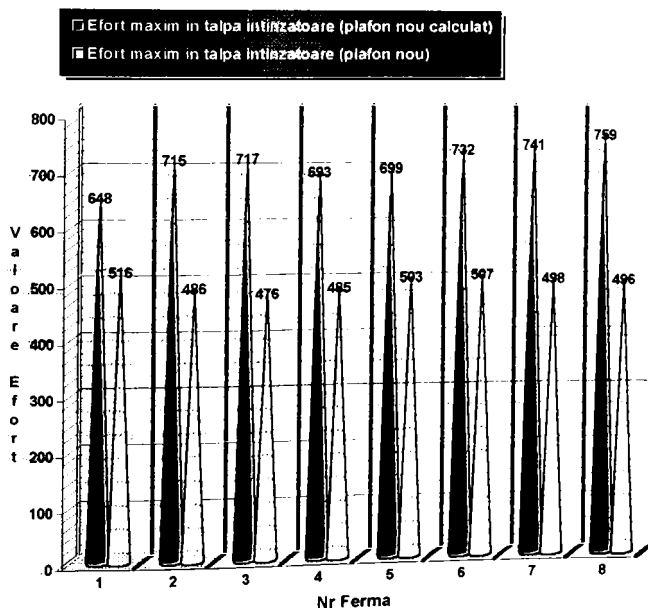
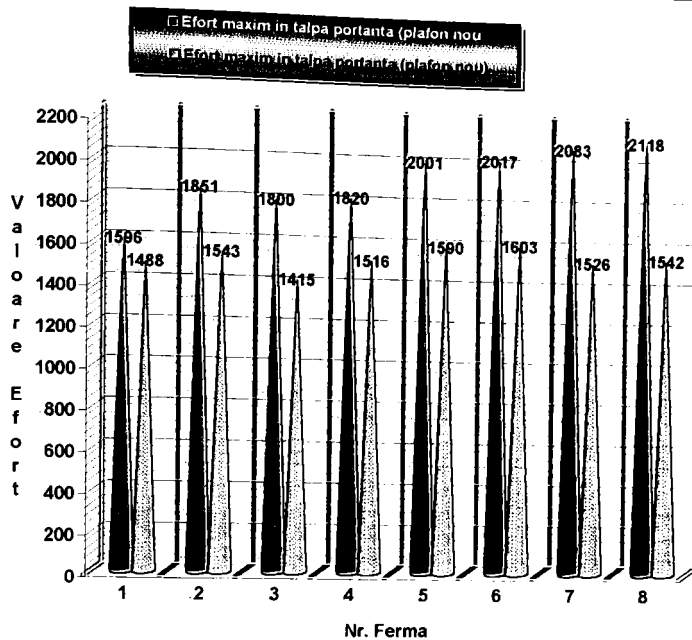
* Forța de prețensie și eforturile s-au calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978





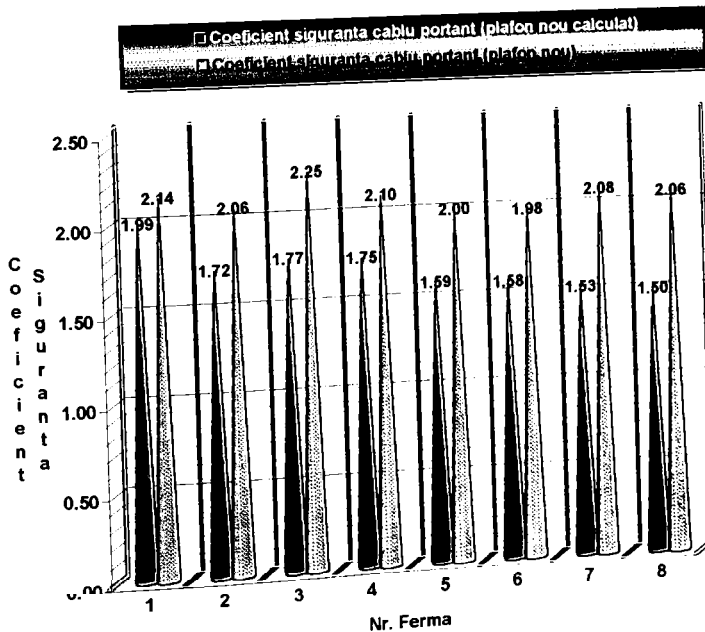
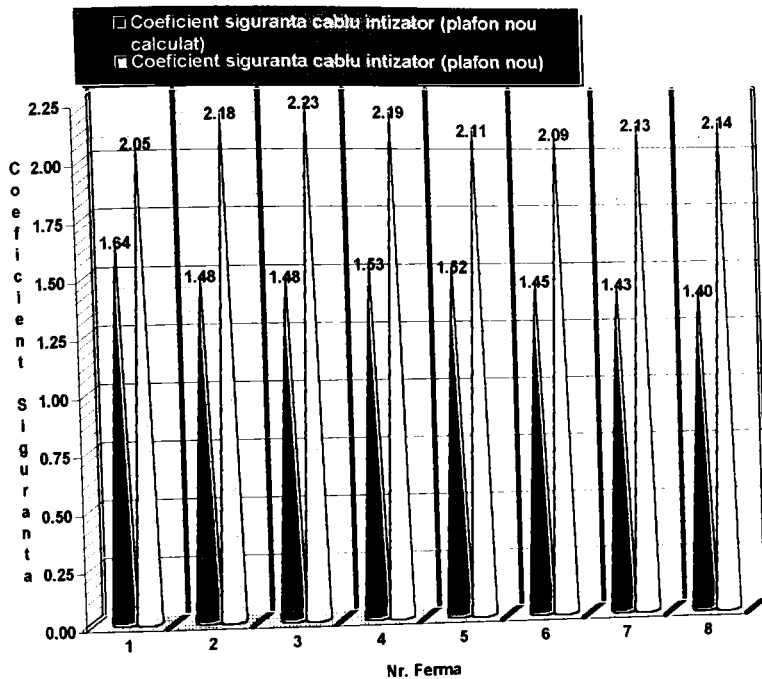
Notă: analiză comparativă

- * Forța de pretensionare s-a calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978
- * Forța de pretensionare s-a calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1990



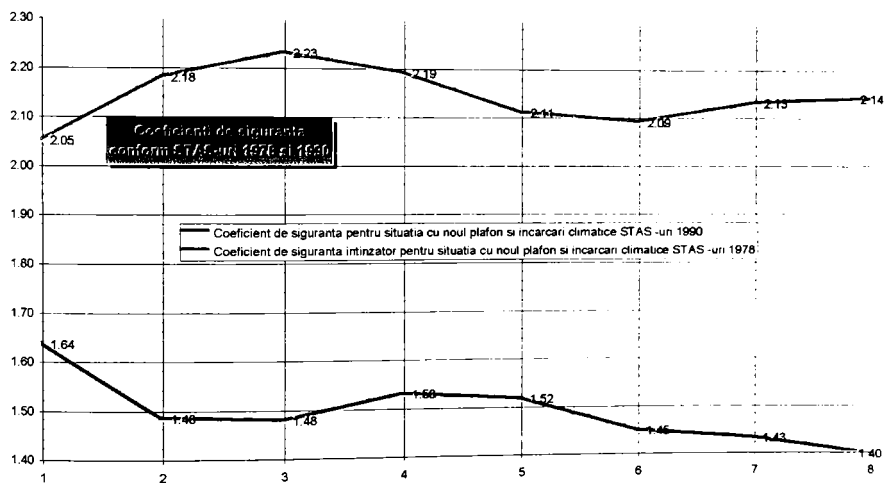
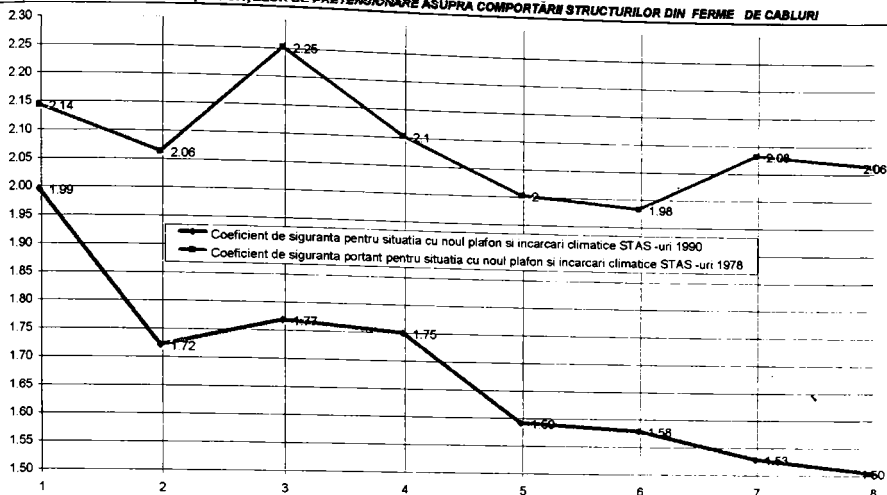
Notă: analiză comparativă

* Forța de prețensie și eforturile s-au calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978 și /1990



Notă: analiză comparativă

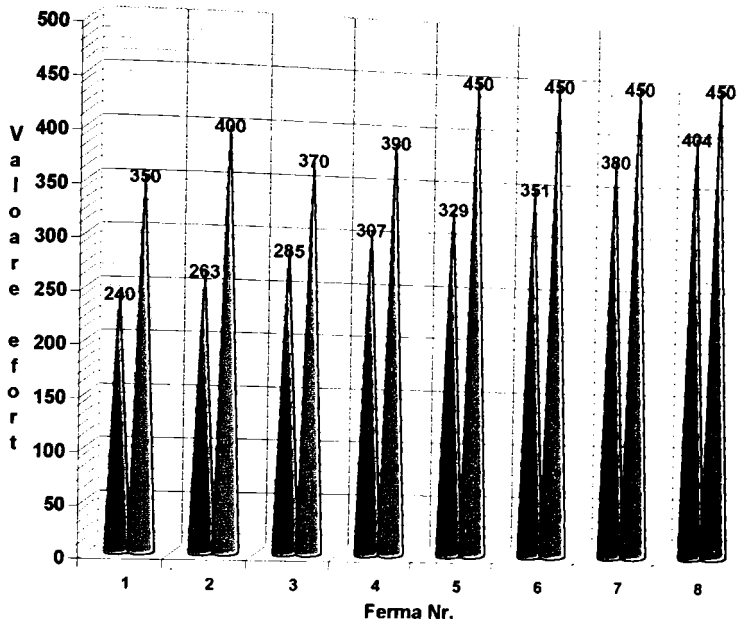
* Forța de pretensionare și eforturile s-au calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978 și /1990



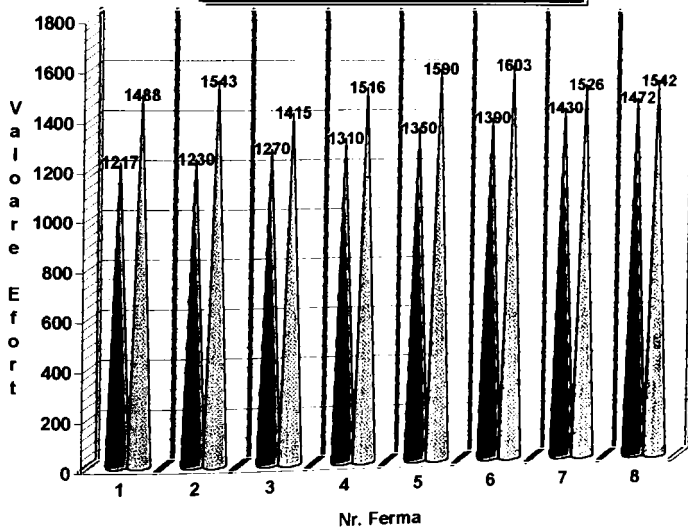
Notă: analiză comparativă

* Forța de preționare și eforturile s-au calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978 și /1990

Eforturi de prețensionare (plafon nou)

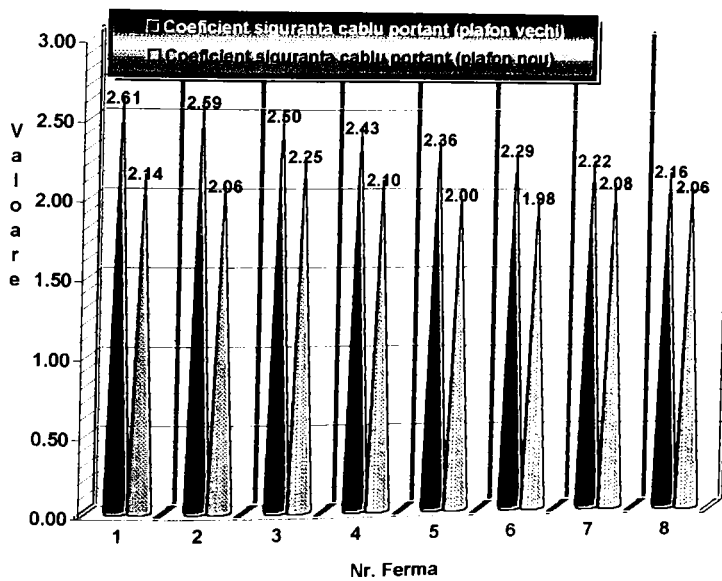
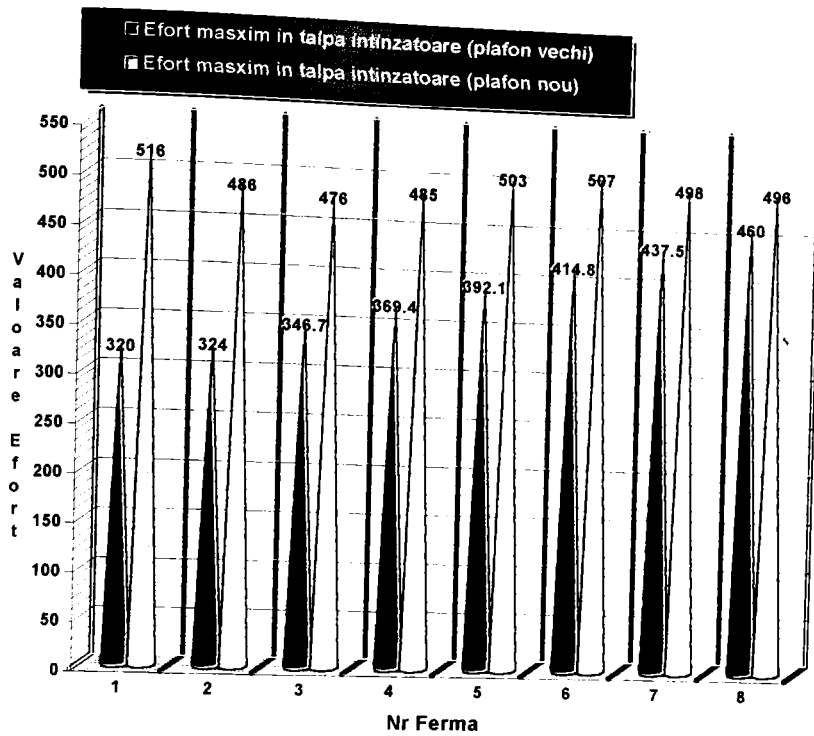


Efort maxim in talpa portanta (plafon vechi)
Efort maxim in talpa portanta (plafon nou)



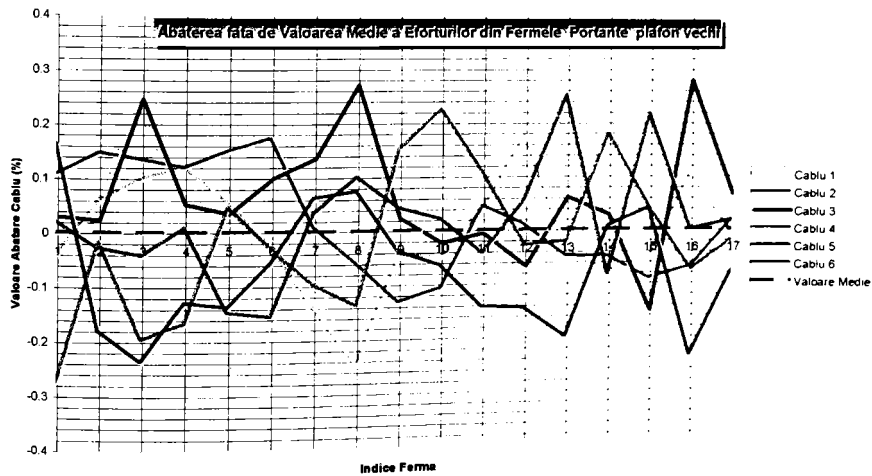
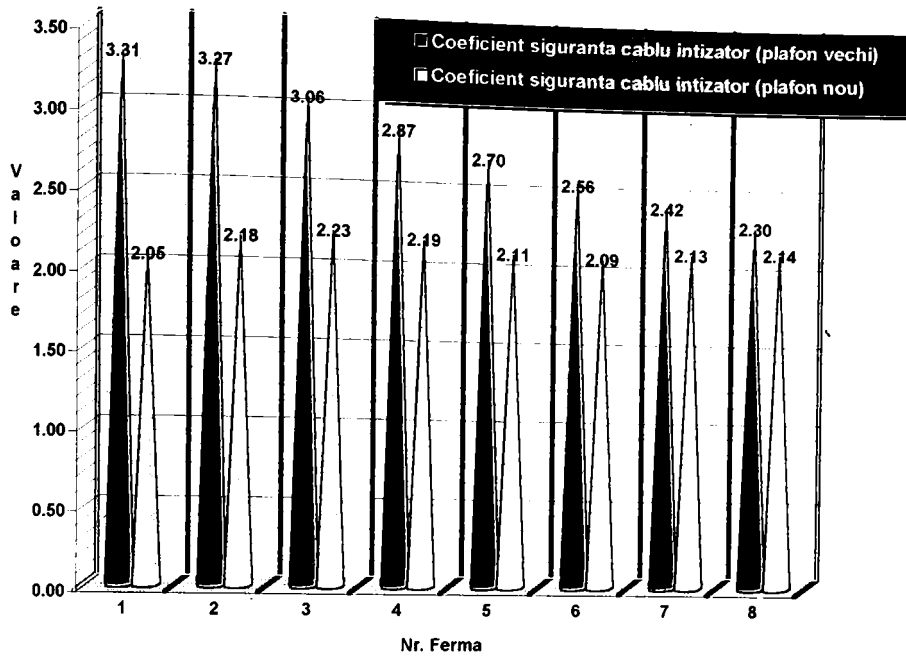
Notă:

* Forța de prețensionare eforturile s-au calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978

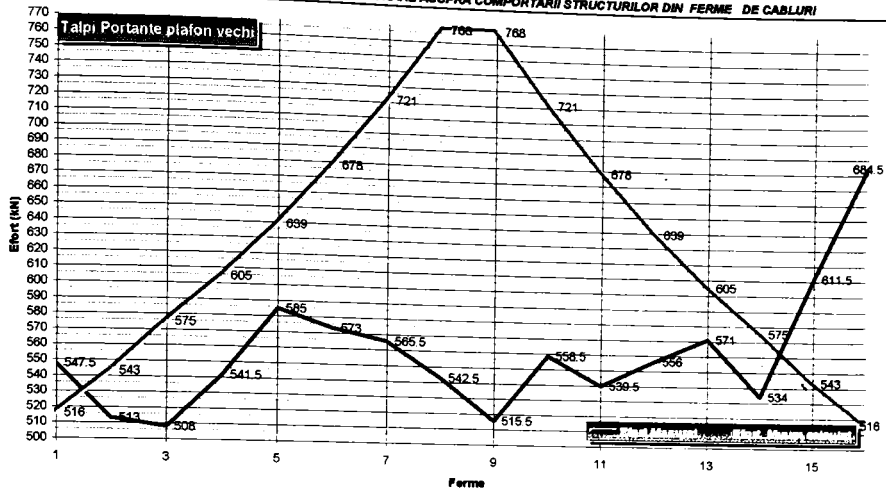


Notă:

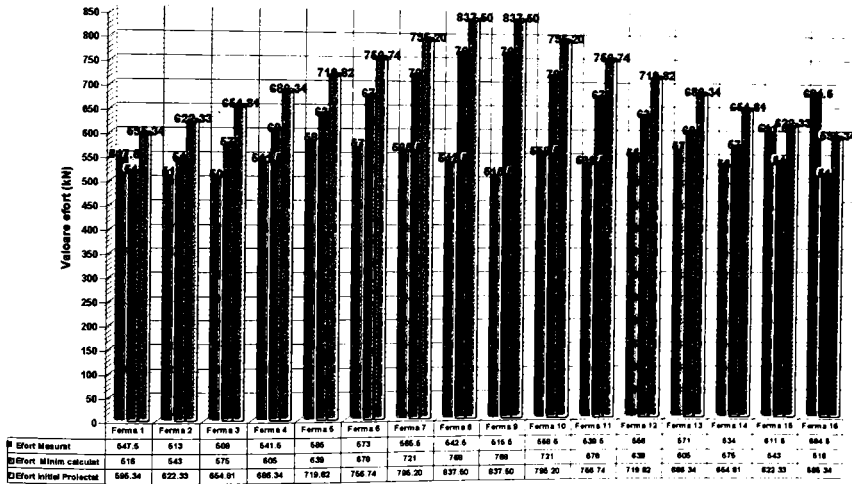
Forța de pretensionare și eforturile s-au calculat cu încărcări climatice din STAS-uri /1978

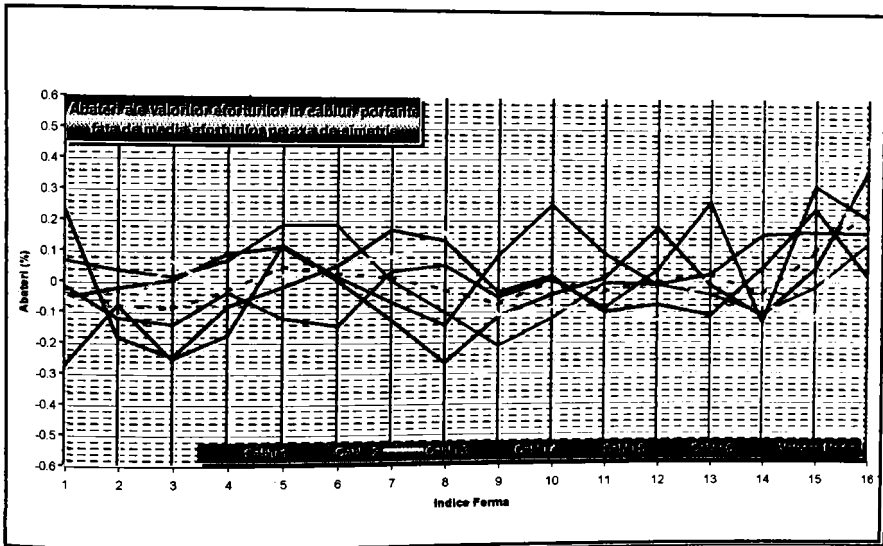
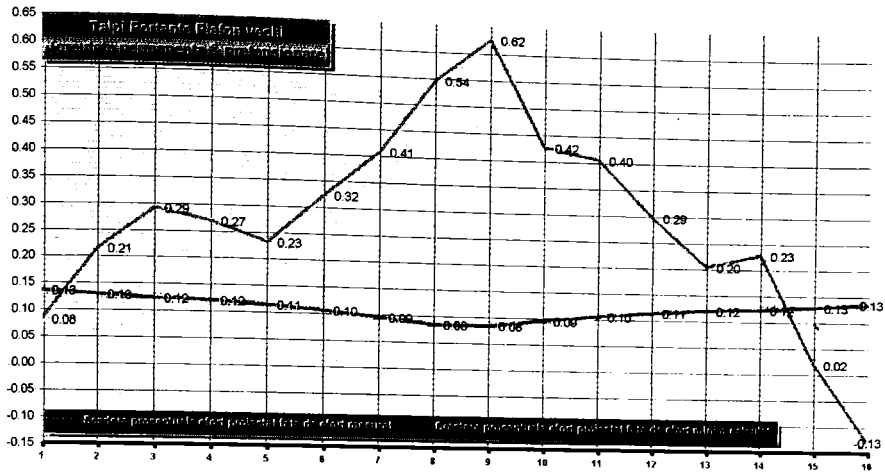


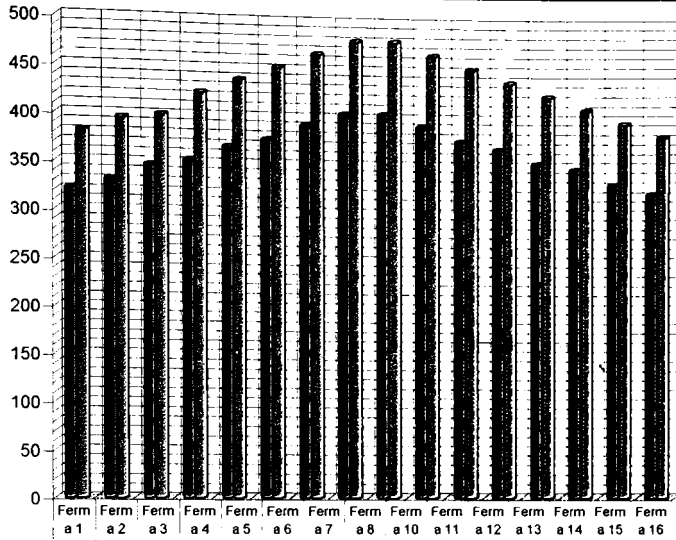
CONTRIBUTII PRIVIND EFECTUL VARIAȚIEI FORTELOR DE PREȚENSIONARE ASUPRA COMPORTĂRII STRUCTURILOR DIN FERME DE CABLURI



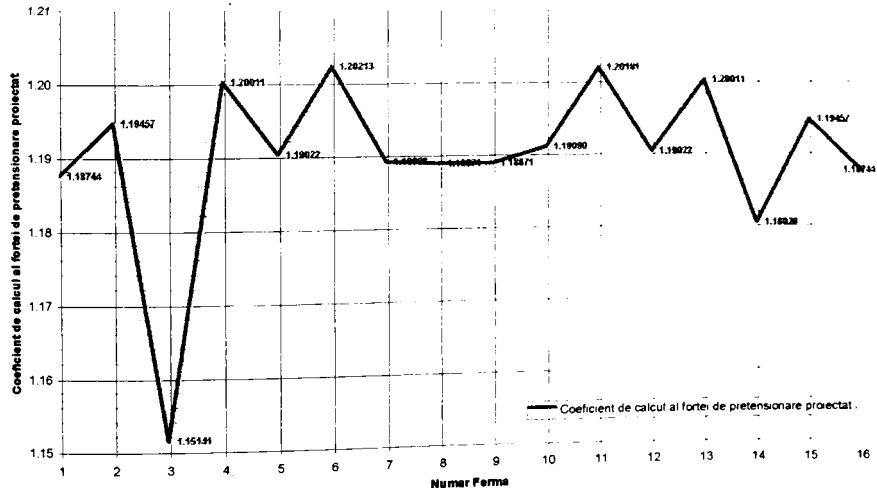
Eforturi în talpi portante care prezintă un plafonul vechi

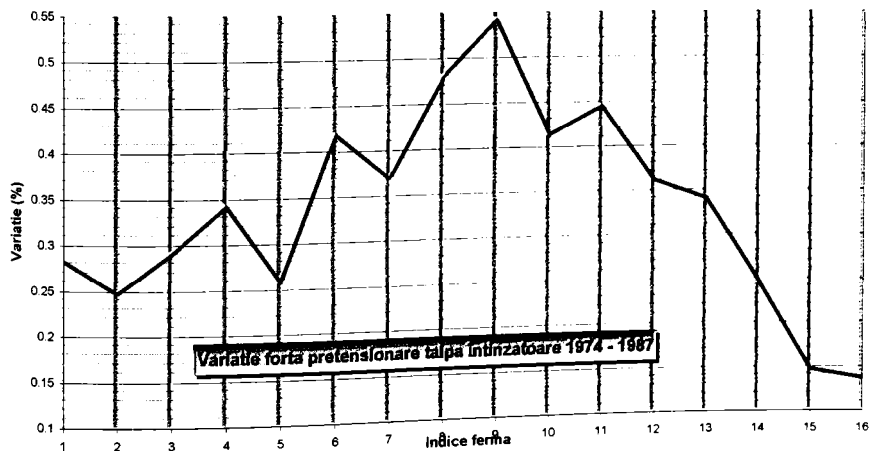
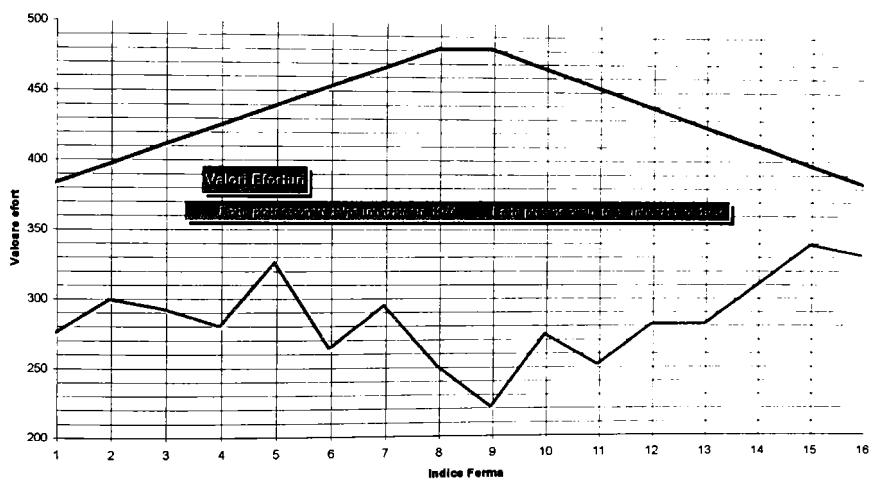
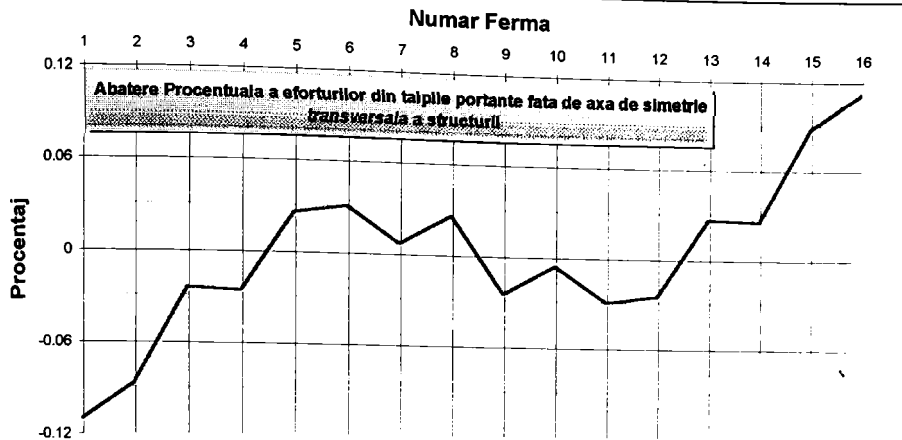




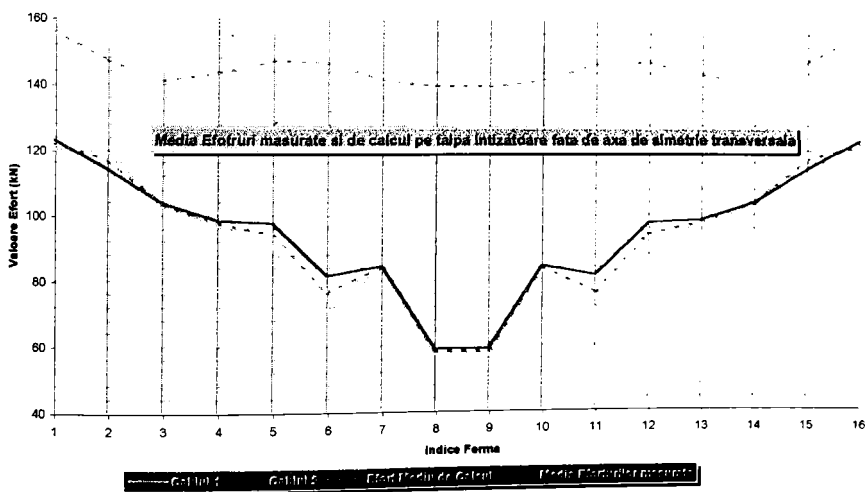
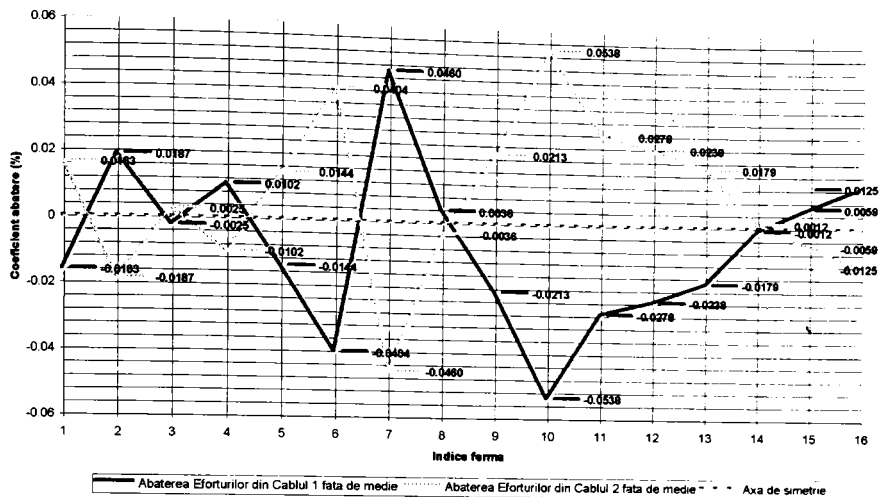


Forți max negativ în talpile întinzătoare	321.7	331.5	347.4	353.3	368.0	376.0	391.9	403.8	391.3	376.1	368.0	353.3	347.4	331.5	321.7
Forțe de preționare proiectate	382.0	396.0	400.0	424.0	438.0	452.0	466.0	480.0	466.0	452.0	438.0	424.0	410.0	396.0	382.0

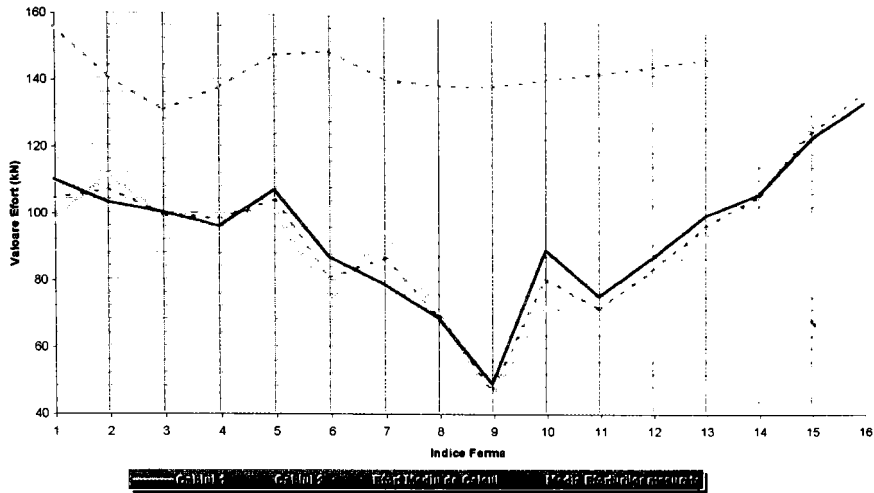




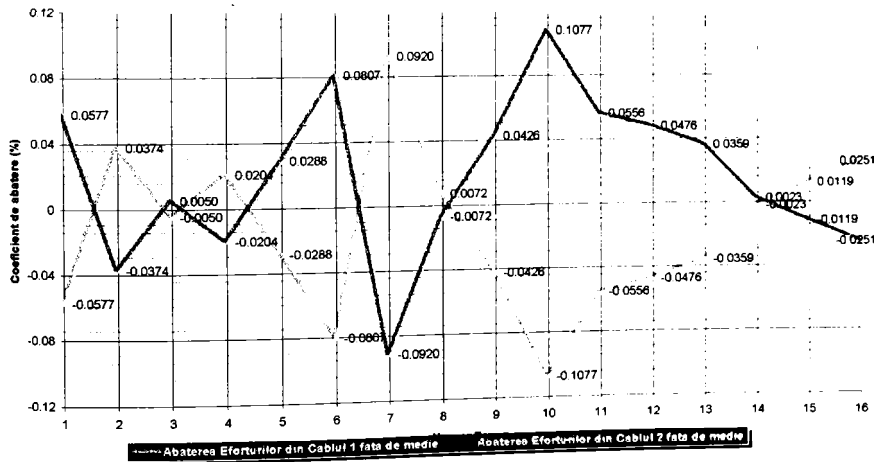
Abaterea eforturilor din cablurile întinzătoare fata de axa de simetrie



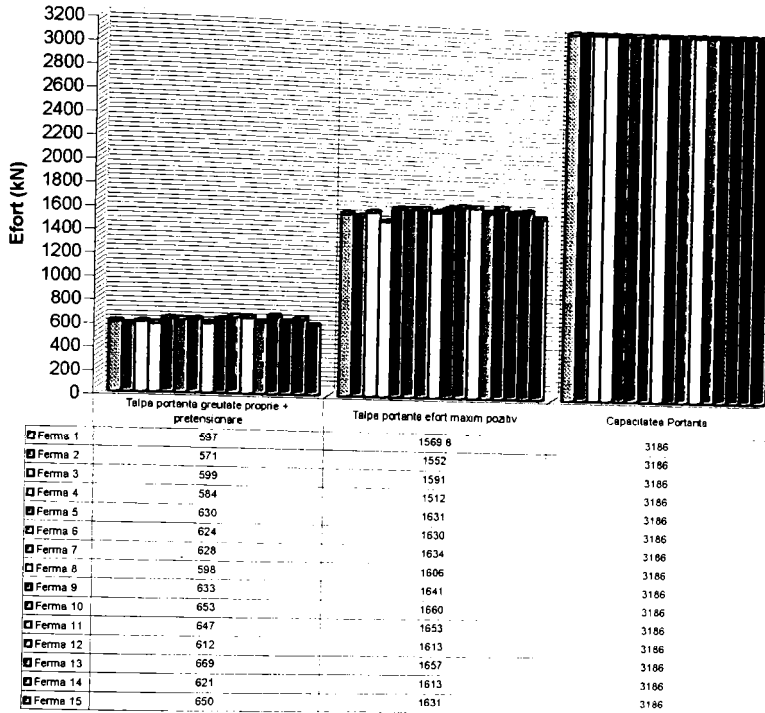
Eforturi măsurate și de calcul pe cabluri întinzătoare



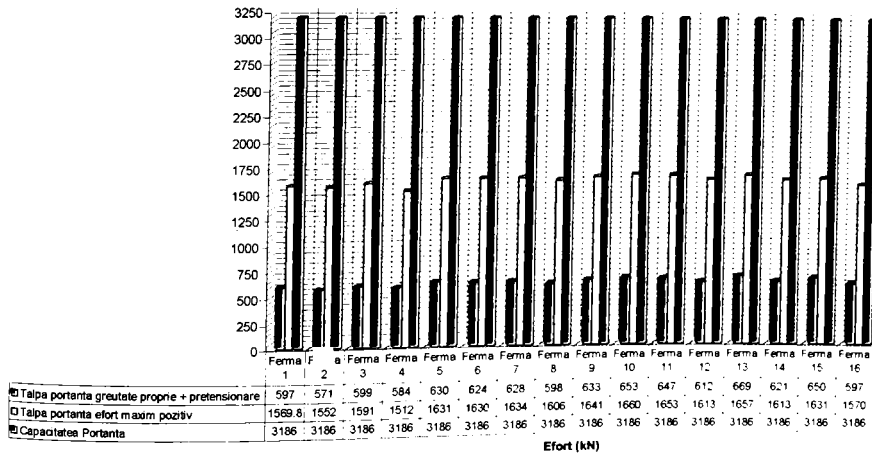
Abateri fata de medie pe cabluri întinzătoare



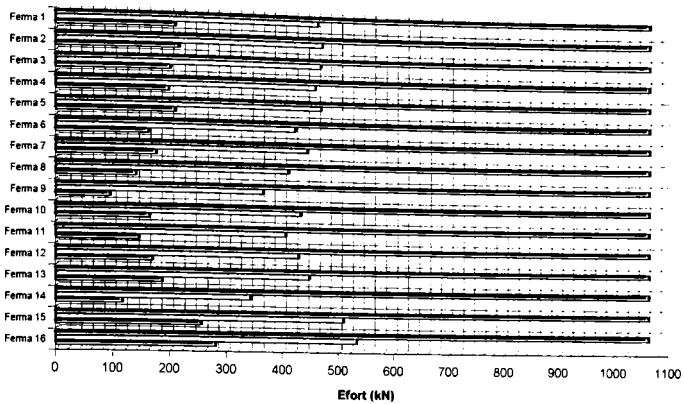
Plafon Nou Compararea Eforturilor existente cu valorile maxime rezultate din încărcari



Plafon Nou Compararea Eforturilor existente cu valorile maxime rezultate din încărcari

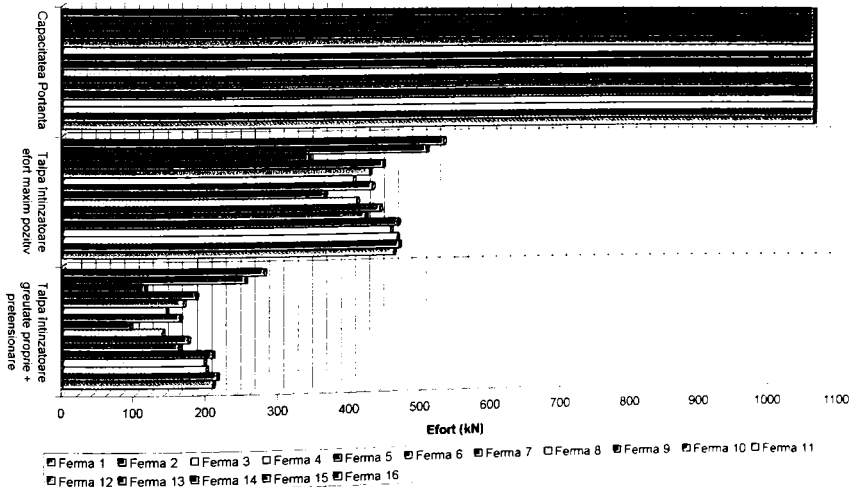


Plafon Nou Compararea Eforturilor existente cu valorile maxime rezultate din încărcari

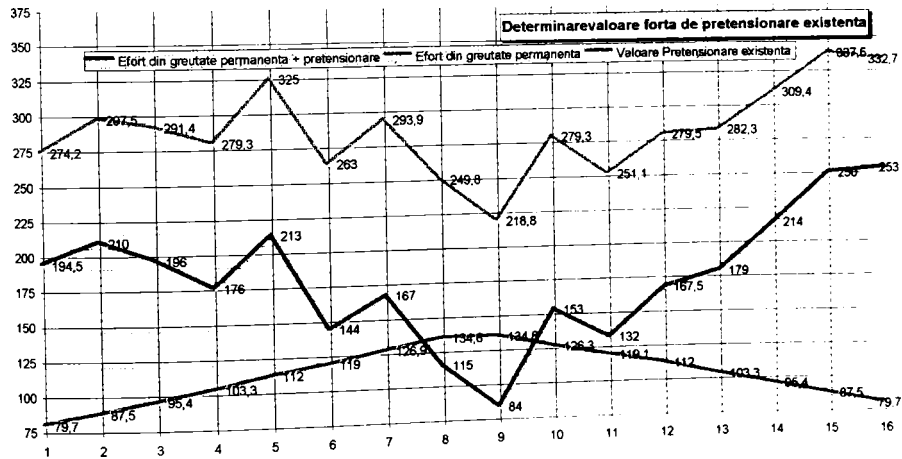
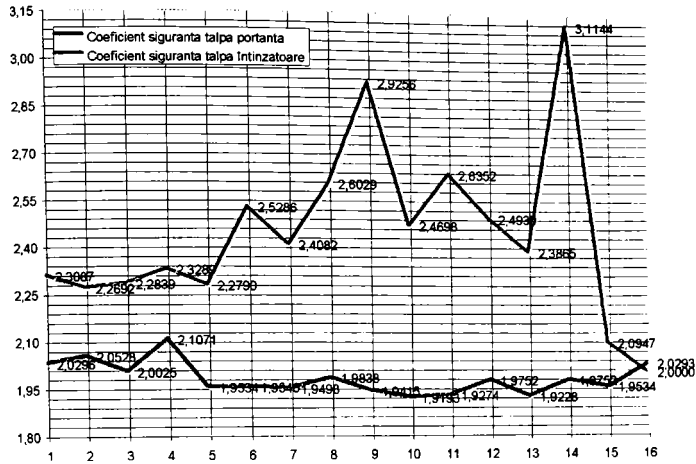


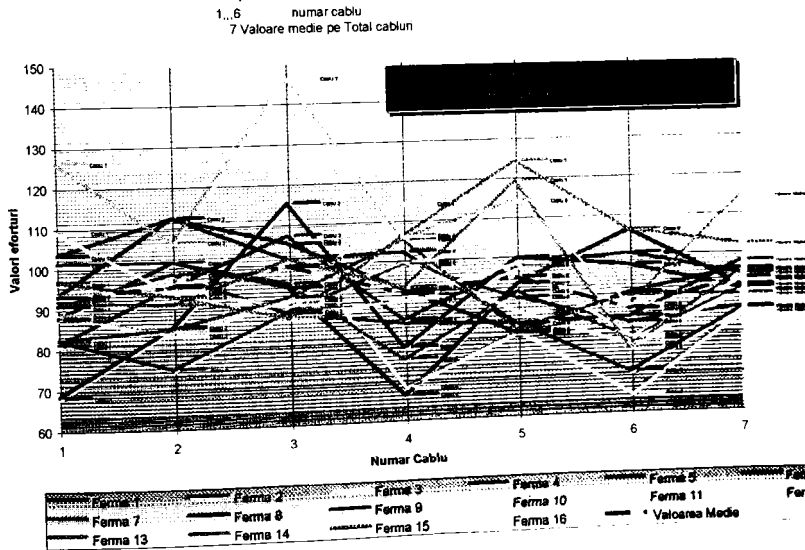
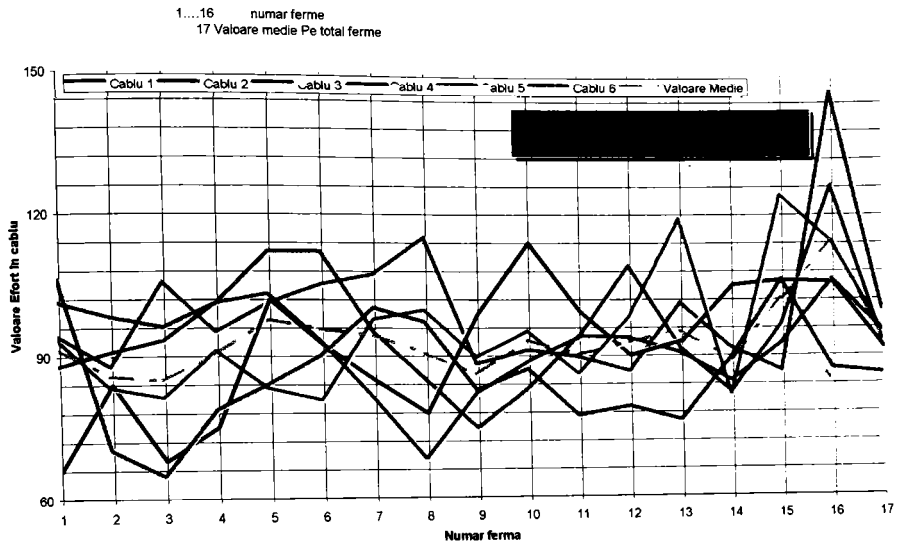
	Ferma 16	Ferma 15	Ferma 14	Ferma 13	Ferma 12	Ferma 11	Ferma 10	Ferma 9	Ferma 8	Ferma 7	Ferma 6	Ferma 5	Ferma 4	Ferma 3	Ferma 2	Ferma 1
Talpa Intinzatoare greutate proprie + pretensionare	279	253	115	185	168	144	163	94	139	174	161	208	196	199	214	208
Talpa Intinzatoare efort maxim pozitiv	531	507	341	445	426	403	430	363	408	441	420	466	456	465	468	460
Capacitatea Portanta	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062	1062

Plafon Nou Compararea Eforturilor existente cu valorile maxime rezultate din încărcari



Plafon nou Eforturi masurate





5.3. ANALIZE EFECTUATE PE ACOPERISUL PATINOARULUI NATIONAL

5.3.1. DESCRIEREA STRUCTURII

Structura acoperișului Patinoarului Artificial din București este realizată din 24 ferme din cabluri având traveea de 4 m. Tălpile portante ale fermelor sunt alcătuite din 4 cabluri ϕ 29 -61 x 3,2 mm/160Kgf/mm² (STAS 1513/1966), iar tălpile întinzătoare sunt alcătuite din câte un cablu ϕ 29 -61 x 3,2 mm/160Kgf/mm². Forța de rupere a cablului, $F_r = 55$ tf

5.3.2. BANCII DE DATE

Calculul s-a efectuat pe fiecare fermă componentă a structurii, considerând geometria reală a fermelor, determinată experimental. În stadiile de proiectare și execuție nu s-au respectat exigențele necesare. Ca urmare, o parte dintre montanții și diagonalele (rigide realizate din oțel rotund cu diametru de 16 mm) au suferit îndoiri încă din faza de montaj, în timpul realizării geometriei fermelor.

5.3.2.1. Încărcări considerate în calcule

a) Încărcare permanentă

Din datele furnizate de beneficiarul construcției cu privire la alcătuirea învelitorii acoperișului a rezultat că încărcarea permanentă este: $p_p = 0,45$ KN/m². Pentru traveea de 4m rezultă:

$$p_p = 1,1 \times 0,45 \times 4 = 1,98 \text{ kN/m} \cong 2 \text{ k N/m}$$

b) Încărcarea din vânt conform STAS 10101/20-90

Perioada proprie de vibrație, rezultată ca urmare a experimentărilor efectuate în anul 1990 are valoarea: $T_1 = 1,14$ s. Pe baza acestei valori au fost evaluate încărcările din vânt conform prevederilor din STAS 10101/20-90

$$p_n^n = \beta C_{ni} C_h(z) g_v$$

Conform hărții de zonare a țării din punctul de vedere al acțiunii vântului, Bucureștiul este plasat în zona B

$$-g_v = 0,42 \text{ KN/m}^2$$

$$-V_{2m} = 26 \text{ m/s (viteza mediată pe două minute)}$$

- tipul de amplasament II

Coeficientul dependent de înălțimea construcției, $C_h(z) = (0,65 + 0,9)/2 = 0,775$, pentru înălțimea de 15 m.

$$\text{Coeficientul de rafală } \beta = 1 + \mu(z_0) \beta_0 (\epsilon_1).$$

$$\beta_0(\varepsilon_1) = \sqrt{\frac{0,475}{n_0} \varepsilon^{0,63} + 1 - 1,44\varepsilon^{0,76}}$$

$$\varepsilon_1 = (T_1 V_0^{(2min)})/1200 = (1,14 \cdot 26)/1200 = 0,0247$$

$$T_1 = 1,140$$

$$\beta_0(\varepsilon) = 2,3$$

$$\mu(z_0) = (0,88 + 0,75)/2 = 0,815$$

$$\beta = 1 + 0,815 \cdot 2,35 = 2,9$$

Intensitatea de calcul din vânt,

$$p_n^c = \gamma_a p_n^n = \gamma_a \cdot \beta \cdot C_{ni} \cdot C_h(z) g_v$$

pentru zona B, categoria de construcție C₂ și clasa de importanță II, $\gamma_a = 1,75$ și s-a sporit până la $\gamma_a = 2$ fiind cazul unui acoperiș ușor. A rezultat

$$p_n^c = 1,88 C_{ni} \quad C_{ni} = -(0,8 + 1,2)/2 = -1 \quad \text{Traveea} = 4\text{m}$$

$p_n^c = 1,88 \cdot (-1) \cdot 4 = -7,5 \text{ KN/m}$ (sucțiune uniform distribuită)

c) Încărcarea din zăpadă conform STAS 10101/21 -90.

Din punct de vedere al acțiunii zăpezii Bucureștiul este plasat în zona C, caracterizat prin $g_v = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Intensitatea de calcul a încărcării dată de zăpadă $p_z^n = C_z C_e \cdot g_z = 1,2 C_z$; $C_e = 0,8$.

Intensitatea de calcul a încărcării din zăpadă, $p_z^c = \gamma_F p_z^n$

$$\gamma_F = \gamma_a - 0,4 (g_p / C_e g_z) \geq \gamma_a \cdot 0,3$$

$$\gamma_F = 2,34$$

$p_z^c = 2,34 \cdot 1,2 \cdot 1 = 2,8 \text{ KN/m}^2$, pentru traveea de 4m, rezultă

$p_z^c = 11,2 \text{ KN/m}$ (încărcare uniform distribuită)

S-a constatat că valorile încărcărilor climatice calculate conform STAS-urilor 10101/20-90 și 10101/21 aprobate în 1990 după revizuirea lor, sunt de aproximativ două ori mai mari decât încărcările considerate în calculele inițiale, la proiectarea structurii. Acest fapt conduce la creșterea corespunzătoare a eforturilor în aceste ipoteze de încărcare și ca urmare la efecte defavorabile din punct de vedere al capacității portante și stabilității structurii.

5.3.2.2. Evaluarea stărilor de eforturi din ferme având în vedere determinările experimentale. Verificarea exigențelor de siguranță și variația în timp a forței de prețensionare

Metodologia de analiză a fiecărei ferme a constat în următoarele etape:

- determinarea caracteristicilor geometrice și de rigiditate;
- determinarea eforturilor datorate variației de temperatură;

- evaluarea stărilor de eforturi din ipoteze de încărcare, în tăpile fermelor;
- calculul coeficienților de siguranță ai tăpilor fermelor (c_1, c_2).

Indicii referitori la rigiditate s-au calculat considerând următoarele date:

Modulul de elasticitate la tracțiune,

$$E = 1,6 \cdot 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$$

Aria tăpii portante, alcătuită din 4 cabluri,

$$A_1 = 19,5 \text{ cm}^2$$

Aria tăpii întinzătoare, alcătuită dintr-un cablu

$$A_2 = 4,9 \text{ cm}^2$$

Deschiderile tăpii portante și întinzătoare

$$l_1 = l_2 = 62 \text{ m.}$$

Determinarea eforturilor de pretensionare existente în structură s-a realizat utilizând formulele:

$$H_{2,0} = H_{2,exist.} + \overline{H_{2,p}}$$

$$H_{1,0} = \rho H_{2,0}$$

$\overline{H_{2,p}}$ = efort convențional rezultat în talpa întinzătoare din greutatea permanentă.

S-a notat cu H_1 și H_2 eforturile din cablurile portante respectiv întinzătoare ale fermelor.

Ipotezele de încărcare utilizate în calcule au fost de tip simetric, următoarele:

$$H_{i,exist.} + \overline{H_{i,z}}$$

$$H_{i,exist.} + \overline{H_{i,v}}$$

$$H_{i,exist.} + \overline{H_{i,v}} + \overline{H_{i,t}}^{(+)}$$

$$H_{i,exist.} + \overline{H_{i,v}} + \overline{H_{i,t}}^{(-)}$$

$$H_{i,exist.} + \overline{H_{i,z}} + \overline{H_{i,t}}^{(-)}$$

în care :

- $H_{i,exist.}$, reprezintă efortul din talpa portantă sau întinzătoare rezultate din pretensionare și încărcarea permanentă, rezultate prin determinări experimentale și evaluări prin calcul;

- $\overline{H_{i,z}}$, reprezintă efortul din talpa portantă sau întinzătoare rezultat din încărcarea cu zăpadă, uniform distribuită ;

- $\overline{H_{i,v}}$, reprezintă efortul din talpa portantă sau întinzătoare rezultat din încărcarea cu vânt uniform distribuită;

- $H_{1,1}$, reprezintă efortul din variația de temperatură, pozitivă sau negativă.

Structura prezentând simetrie geometrică față de axa transversală, calculul s-a efectuat pe jumătatea de structură cu variația cea mai mare de eforturi și ce cuprinde valorile maxime și minime ale eforturilor determinate experimental.

Valorile maxime ale eforturilor, pentru talpa portantă, au rezultat din ipoteza cu încărcare permanentă, pretensionare, zăpadă și variație de temperatură, iar pentru talpa întinzătoare din ipoteza cu încărcarea permanentă, pretensionare, vânt și variație de temperatură.

Majorarea încărcărilor din vânt și zăpadă ca urmare a modificării STAS-urilor respective, a condus la majorarea eforturilor provenite din aceste tipuri de încărcări față de faza inițială de proiectare, fapt ce a condus la reducerea coeficienților de siguranță pentru tăplile portante ale fermelor și la creșterea valorilor forțelor de retensionare peste valoarea datorată relaxării cablurilor. Astfel, coeficienții de siguranță ai tălpilor portante sunt foarte apropiați de valoarea minimă admisă pentru cabluri, oscilind între valori inferioare sau superioare acesteia. Valoarea minimă a coeficientului de siguranță pentru cabluri este: $c = 2$. și se determină cu formula: $c = \frac{F_r}{S}$,

unde: F_r = forța de rupere a cablului, $F_r = 55t_f$, iar S = efortul maxim din cablu, rezultat din încărcări

Valoarea forței de retensionare din structură rezultă din ipoteza de încărcare cu greutate permanentă, pretensionarea existentă în structură și vânt.

Forța de retensionare trebuie să completeze pretensionarea existentă în structură astfel încât în structură în nici o ipoteză de încărcare să nu apară eforturi negative în cabluri.

Din analizele efectuate s-a constatat că apar eforturi negative în talpa portantă a fermelor în ipoteza de încărcare cu greutate permanentă, pretensionarea existentă și vânt. Forța de retensionare necesară se calculează funcție de aceste valori negative ale eforturilor, pentru fiecare fermă. Datorită faptului că încărcarea din vânt este mare, au rezultat și forțe de retensionare mari.

Introducerea în ferme a acestor forțe de retensionare prin cablurile întinzătoare conduce la depășirea forței de rupere a tălpilor întinzătoare.

În paginile următoare sunt expuse analize prin calcul ale fiecărei ferme.

FERMA 2

Determinarea caracteristicilor geometrice și de rigiditate

$$y_8 = 3,07$$

$$y_9 = (3,07/30,4^2) \cdot 31^2 = 3,192 = f_2$$

$$y_8 = 5,848$$

$$y_{10} = (5,848/30,4^2) \cdot 31^2 = 6,08 = f_1$$

$$K_2 = (8 \cdot 3,192) / 62^2 = 6,64 \cdot 10^{-3}$$

$$K_1 = (8 \cdot 6,08) / 62^2 = 1,264 \cdot 10^{-2}$$

$$\xi = (4 \cdot 3,192) / 62 = 0,206 \rightarrow \lambda_2 = 1,0214$$

$$\xi = (4 \cdot 6,08) / 62 = 0,392 \rightarrow \lambda_1 = 1,078$$

$$\rho = K_2 / K_1 = f_2 / f_1 = 3,07 / 5,848 = 0,525$$

$$\phi_1 = E_1 A_1 / l_1 \lambda_1 = (1,6 \cdot 10^6 \cdot 19,5) / (6200 \cdot 1,078) = 4,67 \cdot 10^2 \text{ tf/m}$$

$$\phi_2 = E_2 A_2 / l_2 \lambda_2 = (1,6 \cdot 10^6 \cdot 4,9) / (6200 \cdot 1,0214) = 1,238 \cdot 10^2 \text{ tf/m}$$

$$\varphi = \phi_2 / \phi_1 = 0,265$$

$$\varphi \rho = 0,139$$

$$\varphi \rho^2 = 0,073$$

$$W_1 = 1 / (1 + \varphi \rho^2) = 1 / (1 + 0,073) = 0,931$$

$$W_2 = \varphi \rho^2 / (1 + \varphi \rho^2) = 0,068$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$\overline{H_{1,p}} = W_1 p / K_1 = (0,931 \cdot 0,2) / (1,269 \cdot 10^{-2}) = 14,73 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{2,p}} = -\varphi \rho \overline{H_{1,p}} = -0,139 \cdot 14,73 = -2,047 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{1,z}} = (0,931 \cdot 1,12) / (1,264 \cdot 10^{-2}) = 82,488 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{2,z}} = -0,139 \cdot 82,488 = -11,46 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{1,v}} = (0,931 \cdot 0,75) / (1,264 \cdot 10^{-2}) = -55,24 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{2,v}} = 0,139 \cdot 55,24 = 7,67 \text{ tf}$$

Determinarea eforturilor din pretensionare, existente in structură

$$H_{2,\text{existent}} = 16,5 \text{ tf}$$

$$H_{2,0} = H_{2,\text{existent}} + |\overline{H_{2,p}}| = 16,5 + 2,047 = 18,045 \text{ tf}$$

$$H_{1,0} = \rho H_{2,0} = 0,525 \cdot 18,045 = 9,473 \text{ tf}$$

$$H_{1,\text{existent}} = H_{1,0} + \overline{H_{1,p}} = 9,473 + 14,73 = 24,2 \text{ tf}$$

Determinarea eforturilor datorate variației de temperatură

$$\eta_1 = -E_1 A_1 / l_1 \int \alpha_t \Delta_t dx = -1600 \cdot 19,6 \cdot 12 \cdot 10^{-6} (\pm 15^\circ) = \pm 5,65 \text{ tf}$$

$$\eta_2 = -E_2 A_2 / l_2 \int \alpha_t \Delta_t dx = -1600 \cdot 4,9 \cdot 12 \cdot 10^{-6} (\pm 15^\circ) = \pm 1,41 \text{ tf}$$

$$\overline{H_i} = \pm (W_1 \rho \eta_2 + W_2 \eta_1) = \pm (0,931 \cdot 0,525 \cdot 1,41 + 0,068 \cdot 5,65)$$

$$= \pm 1,073 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{2,t}} = \pm 1 / \rho \quad \overline{H_{1,t}} = 1 / 0,525 \cdot 1,073 = 2,043 \text{ tf}$$

Stările de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienții de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,z}}$	106,5	5,04			
2) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}}$	-31,4	24,17			
3) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,(t)}}$ (+)	-32,1	21,7			
4) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,(t)}}$ (-)	-29,5	26,17		2,1	
5) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,(t)}}$ (-)	107,8	7,08	2,04		C ₁ ≧2 (coef. min.a dmis)

- Din punct de vedere al stabilității, rezultă că este necesară retensionarea.

- Din punct de vedere al capacității portante coeficientul de siguranță al tălpii portante este sub limita inferioară admisă și ca urmare nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 3

Determinarea caracteristicilor geometrice și de rigiditate

$$y_8 = 5,802 \quad y_{10} = f_1 = 6,032 \quad K_1 = 1,255 \cdot 10^{-2}$$

$$y_8 = 3,00 \quad y_9 = f_2 = 3,12 \quad K_2 = 6,48 \cdot 10^{-3}$$

$$\xi = 0,389 \rightarrow \lambda_1 = 1,0774$$

$$\xi = 0,201 \rightarrow \lambda_2 = 1,0203$$

$$\rho = 0,516 \quad \phi_1 = 4,67 \cdot 10^2 \text{ tf/m} \quad \phi_2 = 1.239 \cdot 10^2 \text{ tf/m}$$

$$\varphi = 0,265 \quad \varphi\rho = 0,1369 \quad \varphi\rho^2 = 0,0706$$

$$W_1 = 0,934 \quad W_2 = 0,066$$

Determinarea eforturilor convenționale din încărcări:

$$\overline{H_{1,p}} = 14,88 \text{ tf} \quad \overline{H_{2,p}} = -2,04 \text{ tf} \quad \overline{H_{1,z}} = 89,28 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{2,z}} = -12,22 \text{ tf} \quad \overline{H_{1,v}} = -55,8 \text{ tf} \quad \overline{H_{2,v}} = 7,64 \text{ tf}$$

Determinarea eforturilor din pretensionare, existente în structură

$$H_{2,\text{existent}} = 13,5 \text{ tf}$$

$$H_{2,0} = 15,54 \text{ tf}$$

$$H_{1,0} = 8,018 \text{ tf}$$

$$H_{1,\text{existent}} = 22,89 \text{ tf}$$

Determinarea eforturilor datorate variației de temperatură

$$\overline{H_{1,t}} = 0,68 + 0,372 = 1,052 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{2,t}} = 2,04 \text{ tf}$$

Stările de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienții de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,z}}$	112,8	1,28			
2) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,v}}$	-32,92	23,36			
3) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (+)	-33,97	21,32			
4) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	-31,87	25,4		2,16	
5) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	113,23	5,54	1,94		C ₁ <2 (coef. min. admis.)

- Din punct de vedere al stabilității rezultă ca necesară forța de retensionare.

- Din punct de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță este mai mic decât cel minim admis în instrucțiuni și deci, nu se mai poate suprasolicita ferma prin retensionare.

FERMA 4

Caracteristici geometrice și de rigiditate

$$\begin{aligned}
 y_8 &= 5,731 & y_{10} = f_1 &= 5,96 & K_1 &= 1,24 \cdot 10^{-2} & \rho &= 0,518 \\
 y_8 &= 2,971 & y_9 = f_2 &= 3,09 & K_2 &= 6,42 \cdot 10^{-3} & \varphi &= 0,2684 \\
 \xi_1 &= 0,384 & \rightarrow \lambda_1 &= 1,0753 & \xi_2 &= 0,199 \\
 \lambda_2 &= 1,0180 \\
 \phi_1 &= 4,68 \cdot 10^2 \text{ tf/m} & \phi_2 &= 1,24 \cdot 10^2 \text{ tf/m} & \varphi &= 0,265 \\
 \varphi\rho &= 0,137 & & & \varphi\rho^2 &= 0,0711 \\
 W_1 &= 0,933 & W_2 &= 0,066
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$\begin{aligned}
 \overline{H_{1,p}} &= 15,05 \text{ tf} & \overline{H_{2,p}} &= 2,066 \text{ tf} & \overline{H_{1,z}} &= 84,2 \text{ tf} \\
 \overline{H_{2,z}} &= -11,55 \text{ tf} & \overline{H_{1,v}} &= -60,5 \text{ tf} & \overline{H_{2,v}} &= 8,28 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor din pretensionare existente în structură

$$\begin{aligned}
 H_{2,\text{existent}} &= 11,8 \text{ tf} \\
 H_{2,0} &= 13,866 \text{ tf} \\
 H_{1,0} &= 7,182 \text{ tf} \\
 H_{1,\text{existent}} &= 22,23 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Eforturi datorate variației de temperatură

$$\begin{aligned}
 \overline{H_{1,t}} &= 1,052 \text{ tf} \\
 \overline{H_{2,t}} &= 2,04 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienți de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,z}}$	106,43	-0,25			
2) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,v}}$	-38,27	20,08			
3) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (+)	-39,32	18,04			
4) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,v}} + H_1$ (-)	-37,29	22,12		2,48	
5) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	107,47	2,3	2,047		

- Din punct de vedere al stabilității rezultă necesar de forță de retensionare

- Din punct de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță al tălpii portante este la limita inferioară admisă și ca urmare ferma nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 5

Caracteristici geometrice și de rigiditate

$$\begin{aligned} \bar{y}_8 &= 5,594 & y_{10} &= f_1 = 5,81 & K_1 &= 1,208 \cdot 10^{-2} & \rho &= 0,524 \\ \bar{y}_8 &= 2,927 & y_9 &= f_2 = 3,043 & K_2 &= 6,33 \cdot 10^{-3} & \varphi^2 &= 0,274 \\ \xi_1 &= 0,375 & \rightarrow \lambda_1 &= 1,0718 & \xi_2 &= 0,196 \\ \lambda_2 &= 1,0193 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_1 &= 4,69 \cdot 10^2 \text{ tf/m} & \phi_2 &= 1,24 \cdot 10^2 \text{ tf/m} & \varphi &= 0,264 & \varphi\rho &= 0,139 \\ \varphi\rho^2 &= 0,0728 \end{aligned}$$

$$W_1 = 0,932 \quad W_2 = 0,0678$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$\begin{aligned} \overline{H_{1,p}} &= 15,43 \text{ tf} & \overline{H_{2,p}} &= -2,14 \text{ tf} & \overline{H_{1,z}} &= 86,4 \text{ tf} \\ \overline{H_{2,z}} &= -12,01 \text{ tf} & \overline{H_{1,v}} &= -57,8 \text{ tf} & \overline{H_{2,v}} &= 8,04 \text{ tf} \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor din pretensionare existente în structură

$$\begin{aligned} H_{2,\text{existent}} &= 10 \text{ tf} \\ H_{2,0} &= 12,14 \text{ tf} \\ H_{1,0} &= 6,36 \text{ tf} \\ H_{1,\text{existent}} &= 21,79 \text{ tf} \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor datorate variației de temperatură

$$\begin{aligned} \overline{H_{1,t}} &= 1,052 \text{ tf} \\ \overline{H_{2,t}} &= 2,04 \text{ tf} \end{aligned}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienți de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,z}}$	108,1	-2,21			
2) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,v}}$	-36,1	17,84			
3) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$	-37,15	15,8			
(+)					
4) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{2,v}} + \overline{H_{2,t}}$ (-)	-35,05	19,88		2,76	
5) $\overline{H_{1,\text{exist.}}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	109,16	-0,25	2,015		

- Din punct de vedere al stabilității rezultă necesar de forță de retensionare

- Din punct de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță al tălpii portante este la limita inferioară admisă și ca urmare ferma nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 6

Caracteristici geometrice și de rigiditate

$$\begin{aligned}
 y_8 &= 5,473 & y_{10} = f_1 &= 5,69 & K_1 &= 1,18 \cdot 10^{-2} \\
 y_8 &= 2,865 & y_9 = f_2 &= 2,98 & K_2 &= 6,42 \cdot 10^{-3} \\
 \xi_1 &= 0,367 & \rightarrow \lambda_1 &= 1,0687 \\
 \xi_2 &= 0,192 & \rightarrow \lambda_2 &= 1,0186 \\
 \rho &= 0,525 & \phi_1 &= 4,7 \cdot 10^2 \text{ tf/m} & \phi_2 &= 1,24 \cdot 10^2 \text{ tf/m} & \varphi &= 0,263 \\
 \varphi\rho &= 0,138 & \varphi\rho^2 &= 0,0727 & W_1 &= 0,932 & W_2 &= 0,0677
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$\begin{aligned}
 \overline{H_{1,p}} &= 15,79 \text{ tf} & \overline{H_{2,p}} &= -2,17 \text{ tf} & \overline{H_{1,z}} &= 88,46 \text{ tf} \\
 \overline{H_{2,z}} &= -12,2 \text{ tf} & \overline{H_{1,v}} &= -59,23 \text{ tf} & \overline{H_{2,v}} &= 8,17 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor din pretensionare existente în structură

$$\begin{aligned}
 H_{2,\text{existent}} &= 9,8 \text{ tf} \\
 H_{2,0} &= 11,97 \text{ tf} \\
 H_{1,0} &= 6,28 \text{ tf} \\
 H_{1,\text{existent}} &= 22,068 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor din variația de temperatură

$$\begin{aligned}
 \overline{H_{1,t}} &= 0,689 + 0,382 = 1,071 \text{ tf} \\
 \overline{H_{2,t}} &= 2,04 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tăpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienții de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,\text{enst.}}} + \overline{H_{1,z}}$	110,52	-2,4			
2) $\overline{H_{1,\text{enst.}}} + \overline{H_{1,v}}$	-37,16	17,97			
3) $\overline{H_{1,\text{enst.}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$	-38,23	15,93			
(+)					
4) $\overline{H_{1,\text{enst.}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	-36,09	20,01		2,74	
5) $\overline{H_{1,\text{enst.}}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	111,6	-0,36	1,97		C ₁ <2 (coef. min. de sig.)

- Din punct de vedere al stabilității rezultă necesar de forță de retensionare

- Din punct de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță al tăpii portante este sub limita inferioară admisă și ca urmare ferma nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 7

Caracteristici geometrice și de rigiditate

$$y_8 = 5,364 \quad y_{10} = f_1 = 5,58 \quad K_1 = 1,16 \cdot 10^{-2}$$

$$y_8 = 2,813 \quad y_9 = f_2 = 2,92 \quad K_2 = 6,07 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho = 0,523 \quad \xi_1 = 0,359 \quad \rightarrow \lambda_1 = 1,0620$$

$$\xi_2 = 0,188 \quad \rightarrow \lambda = 1,0178$$

$$\phi_1 = 4,73 \cdot 10^2 \text{ tf/m} \quad \phi_2 = 1,24 \cdot 10^2 \text{ tf/m}$$

$$\varphi = 0,262 \quad \varphi\rho = 0,137 \quad \varphi\rho^2 = 0,0716$$

$$W_1 = 0,933 \quad W_2 = 0,067$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$\overline{H_{1,p}} = 16,9 \text{ tf} \quad \overline{H_{2,p}} = -2,2 \text{ tf} \quad H_{1,z} = 90 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{2,z}} = -12,34 \text{ tf} \quad \overline{H_{1,v}} = -60,32 \text{ tf} \quad \overline{H_{2,v}} = 8,26 \text{ tf}$$

Determinarea eforturilor din pretensionare existente în structură

$$H_{2,\text{existent}} = 8,8 \text{ tf}$$

$$H_{2,0} = 11 \text{ tf}$$

$$H_{1,0} = 5,753 \text{ tf}$$

$$H_{1,\text{existent}} = 22,643 \text{ tf}$$

Determinarea variației de temperatură

$$\overline{H_{1,t}} = 1,071 \text{ tf}$$

$$\overline{H_{2,t}} = 2,04 \text{ tf}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienți de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,z}}$	112,7	-3,5			
2) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,v}}$	-37,67	17,06			
3) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,(t)}}$	-38,73	15,02			
(+) *		*			
4) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	-36,6	19,1		2,87	
5) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	113,72	-0,46	1,93		C ₁ <2 (coef. min. de sig.)

- Din punct de vedere al stabilității rezultă necesar de forță de retensionare

- Din punct de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță al tălpii portante este la limita inferioară admisă și ca urmare ferma nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 8

Caracteristici geometrice și de rigiditate

$$\begin{aligned}
 y_8 &= 5,331 & y_{10} &= f_1 = 5,54 & K_1 &= 1,15 \cdot 10^{-2} \\
 y_8 &= 2,736 & y_9 &= f_2 = 2,84 & K_2 &= 5,9 \cdot 10^{-3} & \varphi &= 0,514 \\
 \xi_1 &= 0,357 & \rightarrow \lambda_1 &= 1,0649 \\
 \xi_2 &= 0,183 & \rightarrow \lambda_2 &= 1,0169 \\
 \phi_1 &= 4,72 \cdot 10^2 \text{ tf/m} & \phi_2 &= 1,24 \cdot 10^2 \text{ tf/m} \\
 \varphi &= 0,262 & \varphi\rho &= 0,135 & \varphi\rho^2 &= 0,0696 \\
 W_1 &= 0,935 & W_2 &= 0,065
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$\begin{aligned}
 \overline{H_{1,p}} &= 16,3 \text{ tf} & \overline{H_{2,p}} &= -2,2 \text{ tf} & \overline{H_{1,z}} &= 91 \text{ tf} \\
 \overline{H_{1,v}} &= -12,3 \text{ tf} & \overline{H_{1,v}} &= -60,97 \text{ tf} & \overline{H_{1,v}} &= 8,23 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor din pretensionare existente în structură

$$\begin{aligned}
 H_{2,\text{existent}} &= 5,4 \text{ tf} \\
 H_{2,0} &= 7,6 \text{ tf} \\
 H_{1,0} &= 3,9 \text{ tf} \\
 H_{1,\text{existent}} &= 20,21 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor datorate variației de temperatură

$$\begin{aligned}
 \overline{H_{1,t}} &= 1,071 \text{ tf} \\
 \overline{H_{2,t}} &= 2,04 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienții de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,z}}$	111,2	-6,9			
2) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,v}}$	-40,75	13,63			
3) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,(t)}}$ (+)	-41,82	11,6			
4) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	-39,67	15,67		3,5	
5) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	112,28	-4,86	1,95		C ₁ <2 (coef. min.de sig.)

- Din punct de vedere al stabilității rezultă necesar de forță de retensionare

- Din punct de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță al tălpii portante este la limita inferioară admisă și ca urmare ferma nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 9

Caracteristici geometrice și de rigiditate

$$\begin{aligned}
 y_8 &= 5,225 & y_{10} = f_1 &= 5,43 & K_1 &= 1,13 \cdot 10^{-2} \\
 y_8 &= 2,73 & y_9 = f_2 &= 2,84 & K_2 &= 5,9 \cdot 10^{-3} & \rho &= 0,523 \\
 \xi_1 &= 0,35 & \rightarrow & \lambda_1 &= 1,0624 \\
 \xi_2 &= 0,183 & \rightarrow & \lambda_2 &= 1,0169 \\
 \phi_1 &= 4,736 \cdot 10^2 \text{ tf/m} & \phi_2 &= 1,244 \cdot 10^2 \text{ tf/m} \\
 \varphi &= 0,262 & \varphi\rho &= 0,137 & \varphi\rho^2 &= 0,0718 \\
 W_1 &= 0,933 & W_2 &= 0,066
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor convenționale din încărcări

$$\begin{aligned}
 \overline{H_{1,p}} &= 16,51 \text{ tf} & \overline{H_{2,p}} &= -2,26 \text{ tf} & H_{1,z} &= 92,4 \text{ tf} \\
 \overline{H_{2,z}} &= -12,66 \text{ tf} & \overline{H_{1,v}} &= -62 \text{ tf} & \overline{H_{2,v}} &= 8,37 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor din pretensionare existente în structură

$$\begin{aligned}
 H_{2,\text{existent}} &= 5,1 \text{ tf} \\
 H_{2,0} &= 7,36 \text{ tf} \\
 H_{1,0} &= 2,8 \text{ tf} \\
 H_{1,\text{existent}} &= 19,31 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Determinarea eforturilor datorate variației de temperatură

$$\begin{aligned}
 \overline{H_{1,t}} &= 1,071 \text{ tf} \\
 \overline{H_{2,t}} &= 2,04 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienții de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,t}}$	111,71	-7,56			
2) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,v}}$	-42,7	13,47			
3) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$	-43,77	11,43			
(+)					
4) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	-41,63	15,51		3,54	
5) $\overline{H_{1,\text{existent}}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	112,78	-5,52	1,95		C ₁ <2 (coef. min.de sig.)

- Din punct de vedere al stabilității rezultă necesar de forță de retensionare

- Din punct de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță al tălpii portante este sub limita inferioară admisă și ca urmare ferma nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 10

Determinarea caracteristicilor geometrice și de rigiditate

$$y_8 = 2,74 \quad y_9 = (2,74/30,4^2) \cdot 31^2 = 2,85 = f_2 \quad K_2 = 5,7 \cdot 10^{-3}$$

$$y_8' = 5,096 \quad y_{10} = (5,096/30,4^2) \cdot 31^2 = 5,3 = f_1 \quad K_1 = 1,1 \cdot 10^{-2}$$

$$\xi_1 = 0,342 \rightarrow \lambda_1 = 1,0595$$

$$\xi_2 = 0,184 \rightarrow \lambda_2 = 1,0171$$

$$\rho = 0,537 \quad \phi_1 = 4,749 \cdot 10^2 \text{ t/m}; \quad \phi_2 = 1,243 \cdot 10^2 \text{ t/m}$$

$$\varphi = 0,261 \quad \varphi\rho = 1,406 \quad \varphi\rho^2 = 0,0755$$

$$W_1 = 0,929 \text{ t/m}; \quad W_2 = 0,0702 \text{ t/m}$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$H_{1,p} = 16,89 \text{ tf} \quad H_{2,p} = -2,4 \text{ tf} \quad H_{1,z} = 94,6 \text{ tf}$$

$$H_{2,z} = -14 \text{ tf} \quad H_{1,v} = -63,34 \text{ tf} \quad H_{2,v} = -9,24 \text{ tf}$$

Determinarea efortului din pretensionare, existent

$$H_{2,exist} = 2,0 \text{ tf}$$

$$H_{2,o} = 4,4 \text{ tf}$$

$$H_{1,v} = 2,47 \text{ tf}$$

$$H_{1,exist} = 2,47 + 16,89 = 19,37 \text{ tf}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienți de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,exist}} + \overline{H_{1,z}}$	114	-11,8			
2) $\overline{H_{1,exist}} + \overline{H_{1,v}}$	-44	11,44			
3) $\overline{H_{1,exist}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (+)	-45,14	9,4			
4) $\overline{H_{1,exist}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	-42,83	13,5		4,07	
5) $\overline{H_{1,exist}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	115,2	-10,6	1,9		C ₁ <2 (coef. min.de sig.)

- Din punct de vedere al stabilității rezultă că este necesară forța de retensionare

- Din punctul de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță al tălpii portante este mai mic decât limita inferioară admisă în instrucțiuni, în ipoteza încărcării cu zăpadă, ceea ce rezultă că ferma nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 11

Determinarea caracteristicilor geometrice și de rigiditate

$$y_8=4,88 \quad y_{10}=(4,88/30,4^2) \cdot 31^2=5,07 = f_1 \quad K_1=1,055 \cdot 10^{-2}$$

$$y_8=2,77 \quad y_9=(2,77/30,4^2) \cdot 31^2 = 2,88 = f_2 \quad K_2= 5,99 \cdot 10^{-3}$$

$$\xi_1=0,327 \rightarrow \lambda_1=1,0544$$

$$\xi_2=0,185 \rightarrow \lambda_2=1,0173$$

$$\rho=0,568 \quad \phi_1= 4,77 \cdot 10^2 \text{ t/m}; \quad \phi_2= 1,273 \cdot 10^2 \text{ t/m}$$

$$\varphi=0,260 \quad \varphi\rho=0,147 \quad \varphi\rho^2=0,0838$$

$$W_1=0,923 \text{ t/m}; \quad W_2=0,077 \text{ t/m}$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$H_{1,p} = 17,5 \text{ tf} \quad H_{2,p} = -2,6 \text{ tf} \quad H_{1,z} = 98 \text{ tf}$$

$$H_{2,z} = -14,6 \text{ tf} \quad H_{1,v} = -65,61 \text{ tf} \quad H_{2,v} = -9,64 \text{ tf}$$

Determinarea efortului din pretensionare, existent

$$H_{2,exist} = 6,8 \text{ tf}$$

$$H_{2,o} = 9,4 \text{ tf}$$

$$H_{1,v} = 5,34 \text{ tf}$$

$$H_{1,exist} = 22,83 \text{ tf}$$

Eforturi din temperatură

$$H_{1,t} = 0,739 + 0,435 = \pm 1,17 \text{ tf}$$

$$H_{2,t} = \pm 2,066 \text{ tf}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienți de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,z}}$	120,83	-7,8			
2) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}}$	-42,77	16,5			
3) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (+)	-43,94	14,44			
4) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	-41,6	18,56		2,96	
5) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	122,01	-5,7	1,8		C ₁ <2 (coef. min.de sig.)

- Rezultă că este necesară forța de retensionare

- Coeficientul de siguranță al tălpii portante este mai mic decât limita inferioară admisă în instrucțiuni în ipoteza încărcării cu zăpadă, ceea ce rezultă ca ferma nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 12

Determinarea caracteristicilor geometrice și de rigiditate

$$y_8=4,88$$

$$y_8=2,798$$

Datorită geometriei aproape identică cu cea a fermei nr. 11 rezultă că și celelalte caracteristici K , φ , W , ρ sunt identice cu ferma 11.

$$f_1=5,07 \quad f_2=2,9$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$H_{1,p} = 17,5 \text{ tf} \quad H_{2,p} = -2,6 \text{ tf} \quad H_{1,z} = 98 \text{ tf}$$

$$H_{2,z} = -14,6 \text{ tf} \quad H_{1,v} = -65,61 \text{ tf} \quad H_{2,v} = -9,64 \text{ tf}$$

Determinarea efortului din pretensionare, existent

$$H_{2,exist} = 4,6 \text{ tf}$$

$$H_{2,o} = 7,2 \text{ tf}$$

$$H_{1,o} = 4,2 \text{ tf}$$

$$H_{1,exist} = 21,7 \text{ tf}$$

Eforturi din temperatură

$$H_{1,t} = \pm 1,17 \text{ tf}$$

$$H_{2,t} = \pm 2,066 \text{ tf}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

Ipoteze de încărcare	H_1 (tf)	H_2 (tf)	Coeficienții de siguranță		Obs.
			C_1	C_2	
1) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,z}}$	119,7	-9,8			
2) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}}$	-43,91	14,44			
3) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$	-45,8	12,37			
(+)					
4) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	-42,74	16,5		3,33	
5) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	120,87	-7,7	1,82		$C_1 < 2$ (coef. min. de sig.)

- Din punct de vedere al stabilității rezultă că este necesară forța de retensionare

- Din punctul de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță al tălpii portante este mai mic decât limita inferioară admisă în instrucțiuni, în ipoteza încărcării cu zăpadă, ceea ce rezultă că ferma nu mai poate fi suprasolicitată prin retensionare.

FERMA 13

Determinarea caracteristicilor geometrice și de rigiditate

$$y_8=4,98 \quad y_{10}=f_1=5,17 \quad k_1=1,055 \cdot 10^{-2}$$

$$y_8=2,77 \quad y_9=f_2=2,88 \quad k_2=5,99 \cdot 10^{-3}$$

$$\xi_1=0,333 \rightarrow \lambda_1=1,0542$$

$$\xi_2=0,185 \rightarrow \lambda_2=1,0172$$

$$\phi_1=4,77 \cdot 10^2 \text{ t/m}; \quad \phi_2=1,273 \cdot 10^2 \text{ t/m} \quad \varphi=0,261 \quad \rho = 0,548$$

$$\varphi\rho = 0,143 \quad \varphi\rho^2=0,0783$$

$$W_1=0,927 \text{ t/m}; \quad W_2=0,0726 \text{ t/m}$$

Determinarea eforturilor convenționale

$$H_{1,p} = 17,24 \text{ tf} \quad H_{2,p} = -2,64 \text{ tf} \quad H_{1,z} = 96,5 \text{ tf}$$

$$H_{2,z} = -13,8 \text{ tf} \quad H_{1,v} = -64,67 \text{ tf} \quad H_{2,v} = 9,2 \text{ tf}$$

Determinarea efortului din pretensionare, existente în structură

$$H_{2,exist} = 5,9 \text{ tf} \quad H_{2,o} = 8,36 \text{ tf}$$

$$H_{1,v} = 4,58 \text{ tf} \quad H_{1,exist} = 21,89 \text{ tf}$$

Eforturi din temperatură

$$H_{1,t} = 0,716 + 0,41 = \pm 1,126 \text{ tf}$$

$$H_{2,t} = \pm 2,05 \text{ tf}$$

Stări de eforturi din ipoteze de încărcare, în tălpile fermelor

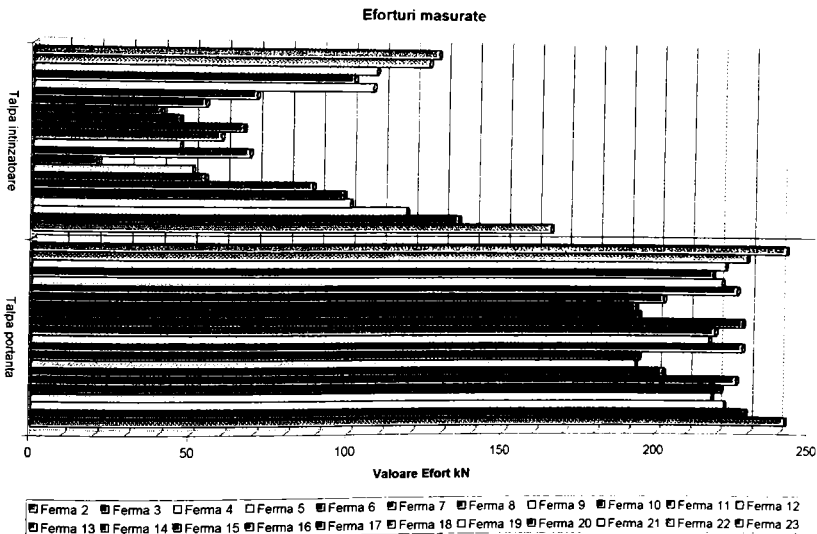
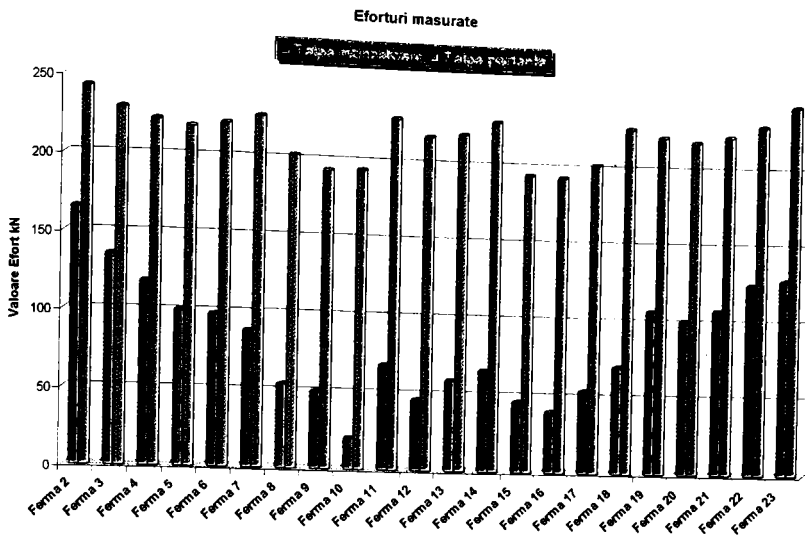
Ipoteze de încărcare	H ₁ (tf)	H ₂ (tf)	Coeficienții de siguranță		Obs.
			C ₁	C ₂	
1) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,z}}$	118,5	-7,9			
2) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}}$	-42,78	15,1			
3) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (+)	-43,9	13,5			
4) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,v}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	-41,66	17,15		3,14	
5) $\overline{H_{1,exist.}} + \overline{H_{1,z}} + \overline{H_{1,t}}$ (-)	119,72	-5,85	1,83		C ₁ <2 (coef. min.de sig.)

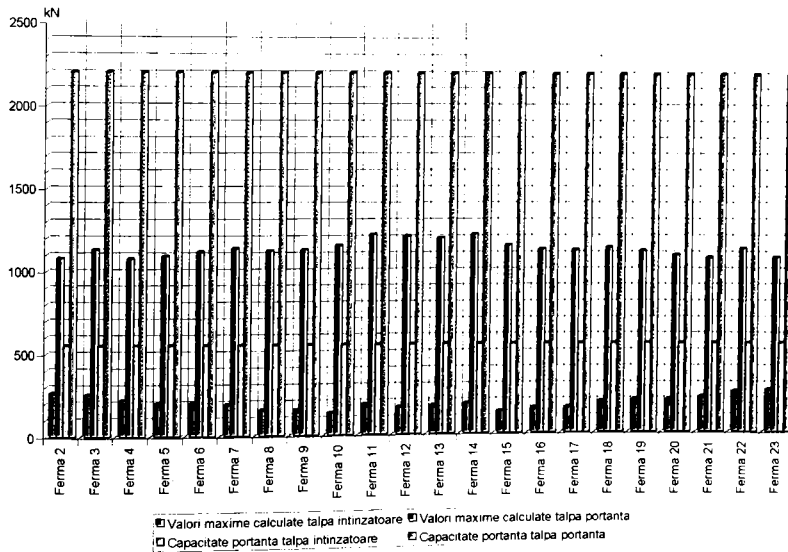
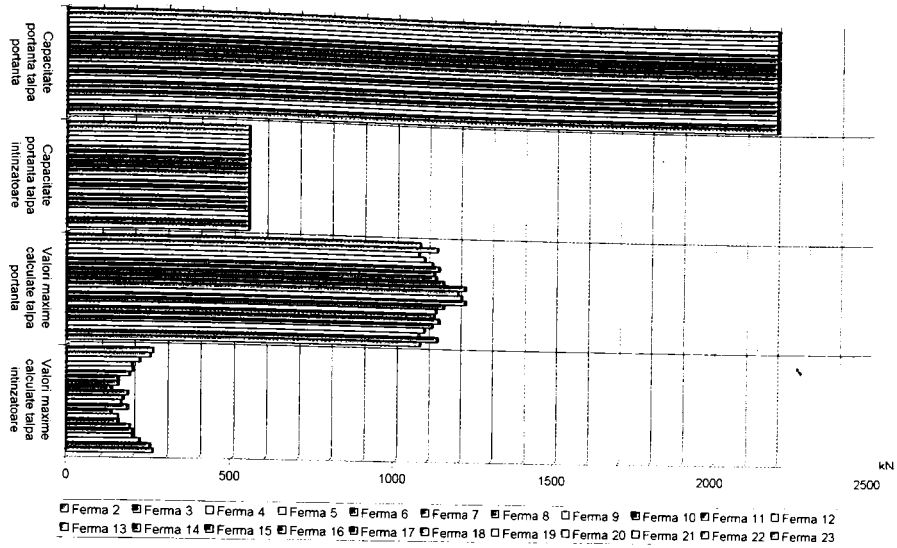
- Din punct de vedere al stabilității rezultă că este necesară forța de retensionare
- Din punctul de vedere al capacității portante, coeficientul de siguranță al tălpii portante este mai mic decât limita inferioară admisă

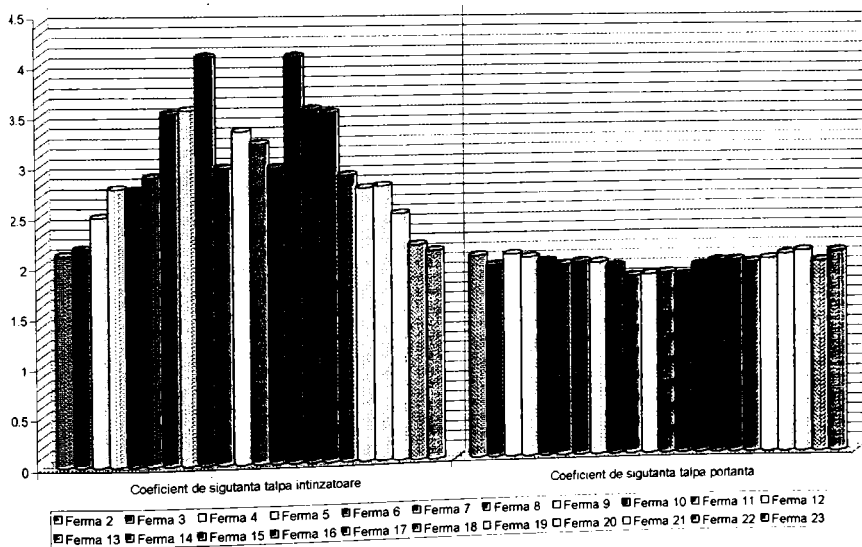
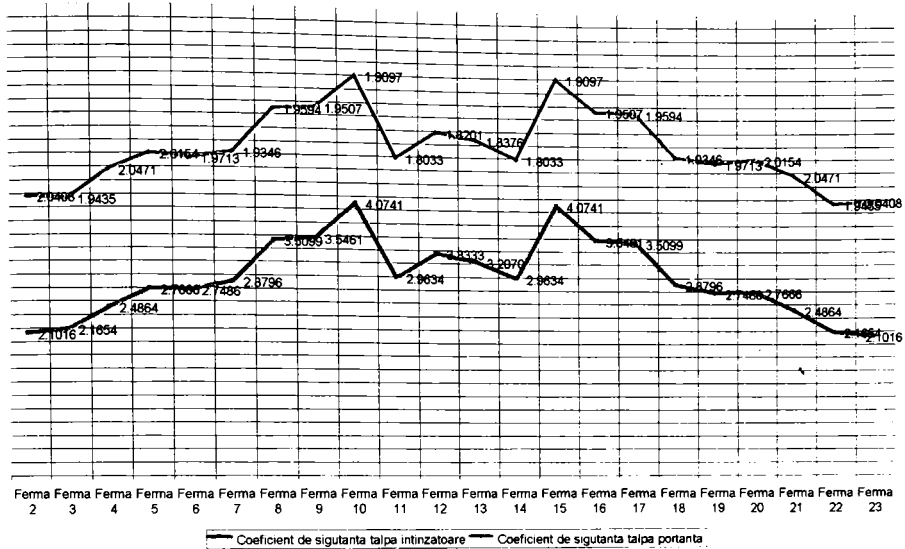
5.3.3. CONCLUZII REZULTATE DIN PRELUCRAREA DATELOR

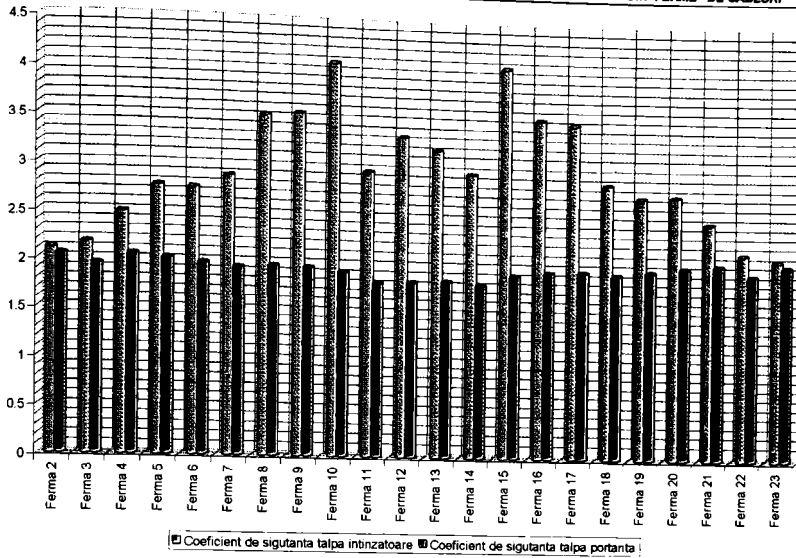
Prelucrarea rezultatelor experimentale conduce la următoarele concluzii:

- valorile calculate ale eforturilor din cabluri cresc de la fermele marginale spre fermele centrale, în funcție de geometria acestora. Valorile experimentale ale eforturilor descresc în acelaș sens ca urmare a diminuării forței de pretensionare;
- Diminuarea forței de pretensionare existentă în ferme, față de forța de pretensionare rezultată în calculul inițial, de proiectare cu valoarea maximă de 85,4%. Valorile diminuărilor sunt crescătoare dinspre fermele de margine spre fermele centrale, la fel ca și eforturile maxime din ferme;
- valoarea forței de pretensionare din ferme nu satisface condiția prin care se asigură rigiditatea structurii, pentru încărcările, din zăpadă, corespunzătoare STAS 10101/20-1990;
- coeficienții de siguranță ai cablurilor portante au valori sub limita coeficientului minim impus de exigența de siguranță referitoare capacitatea portantă (cu valori de pînă la 10% din valoarea acestui coeficient), pentru încărcările din vânt și zăpadă calculate conform. STAS 10101/20-1990 și STAS 10101/21-1990;
- în condițiile noilor încărcări climatice fermele nu mai pot fi retensionate datorită lipsei de rezervă de capacitate portantă exprimată prin coeficienții de siguranță ai cablurilor;

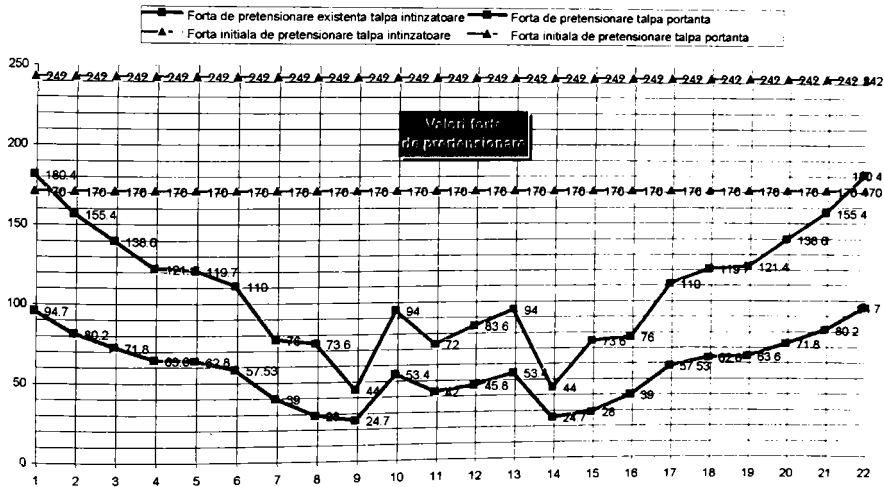


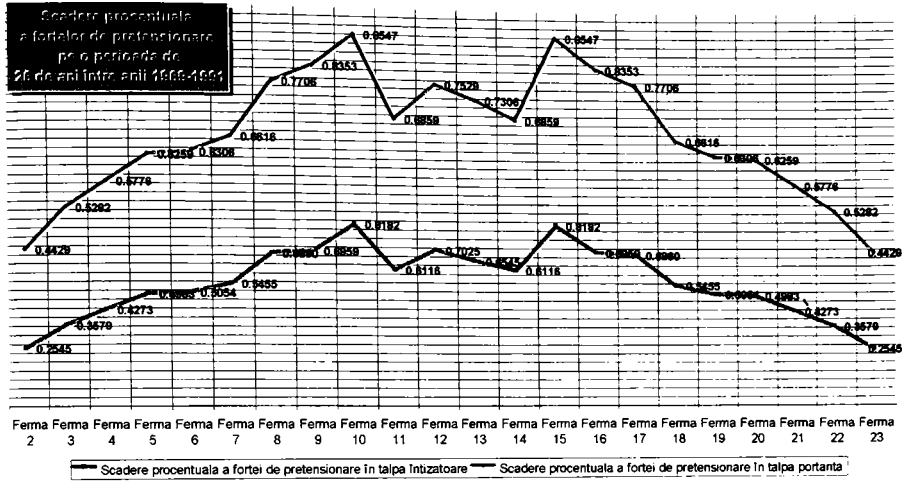






■ Coeficient de siguranță talpa întinzătoare ■ Coeficient de siguranță talpa portantă



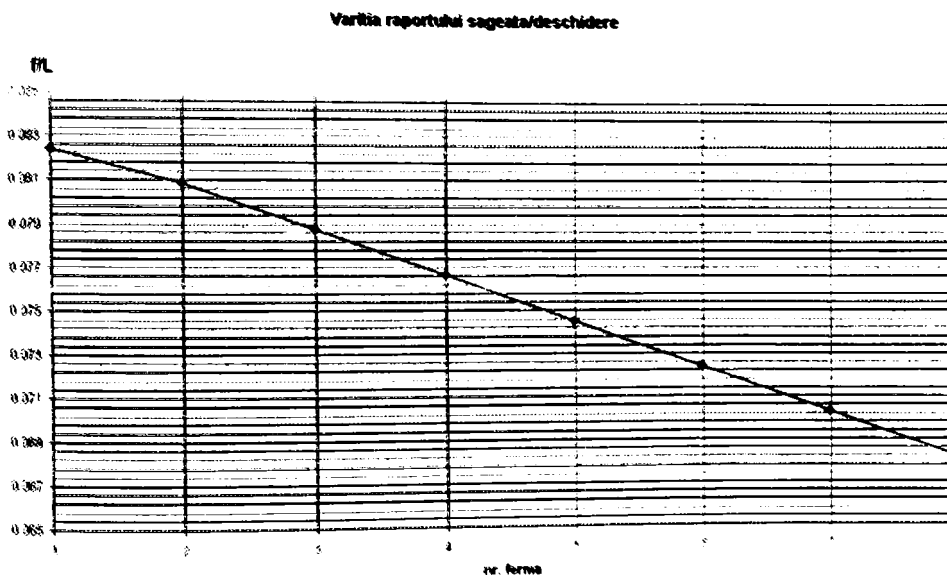


6. EFECTE ALE VARIAȚIEI FORȚELOR DE PRETENSIONARE ASUPRA COMPORTĂRII STRUCTURILOR DIN FERME DE CABLURI

Se consideră structura Sălii Polivalente din București descrisă în capitolul 5

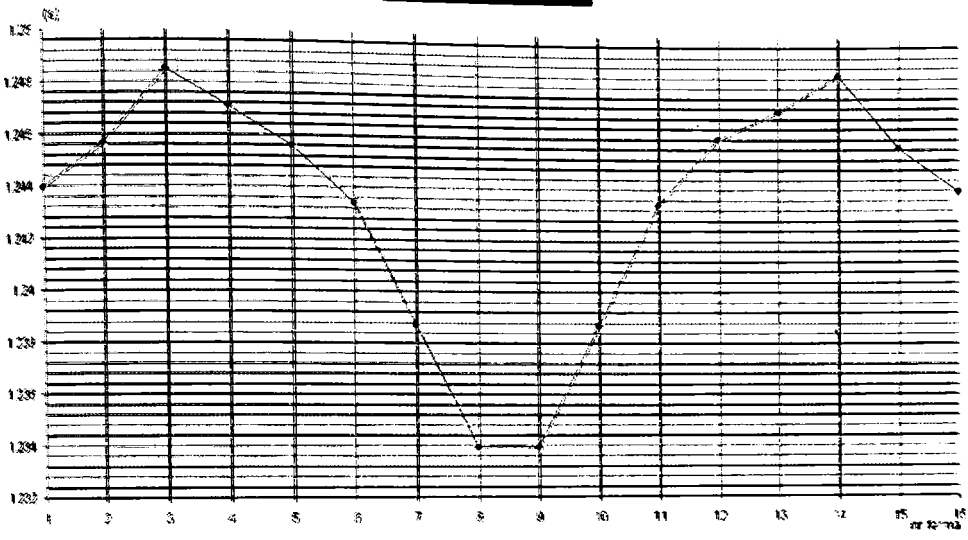
6.1. INFLUENȚA VARIAȚIEI FORȚEI DE PRETENSIONARE ASUPRA CARACTERISTICILOR DINAMICE ALE STRUCTURII

Structura Sălii Polivalente este alcătuită din ferme paralele cu raportul săgeată/deschidere reprezentat astfel:

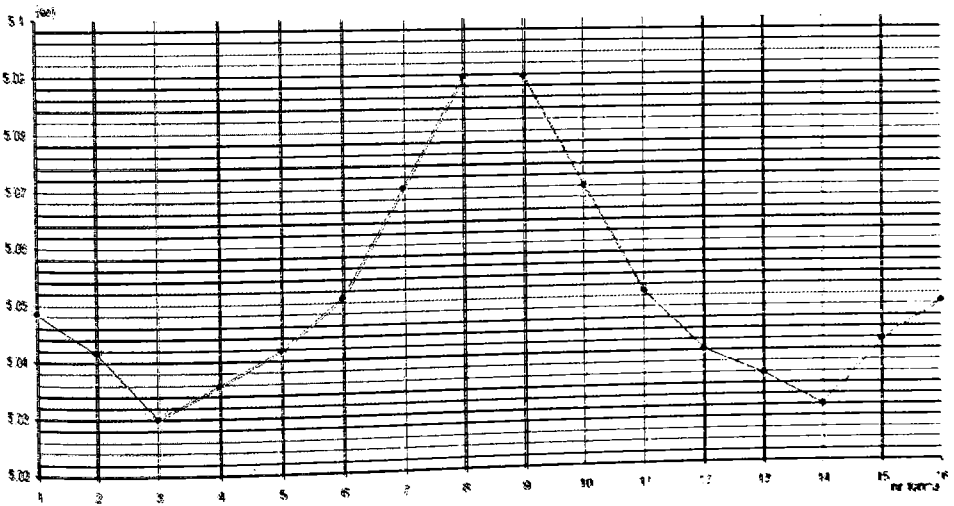


Pentru forța de pretensionare corespunzătoare montajului în 1974, (a cărei valoare este prezentată în capitolul 5), caracteristicilor dinamice reprezentate prin pulsația proprie, ω , și perioada proprie, T , le corespund următoarele valori:

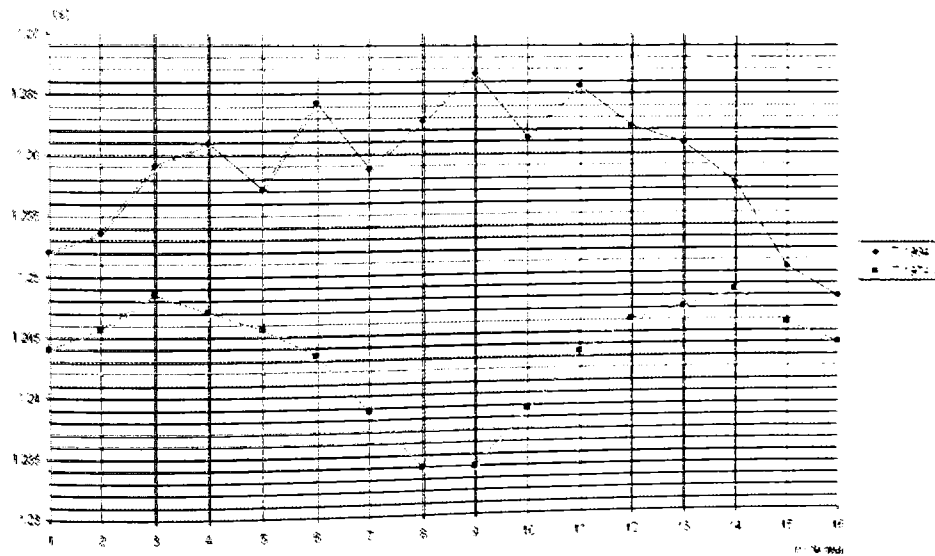
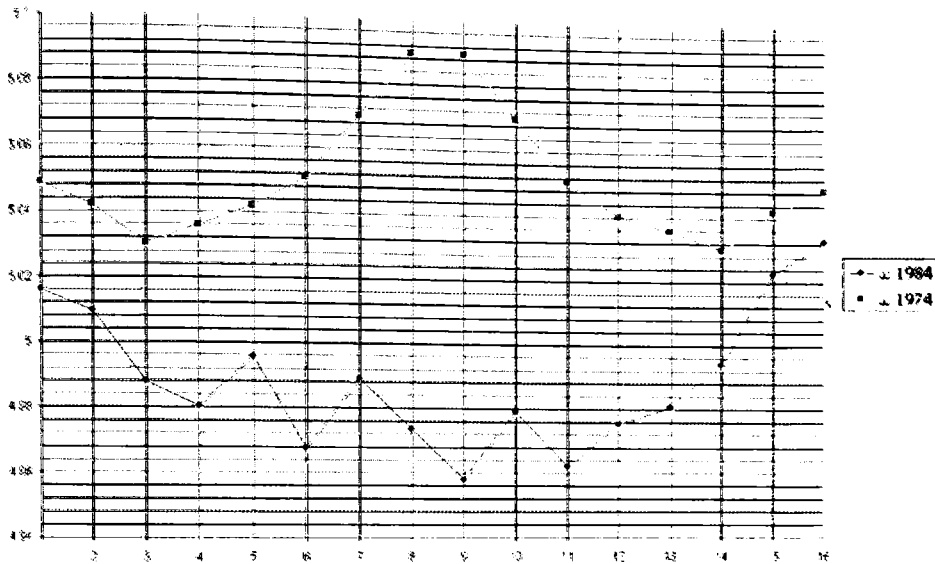
T pentru 1974



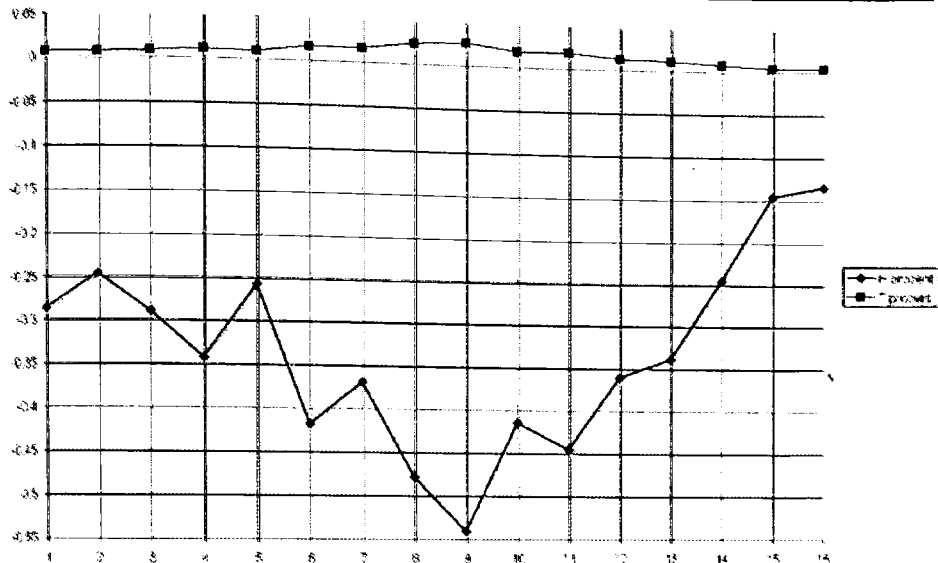
ω pentru 1974



Pentru anul 1987, comparativ cu anul 1974, caracteristicile dinamice au următoarele valori:

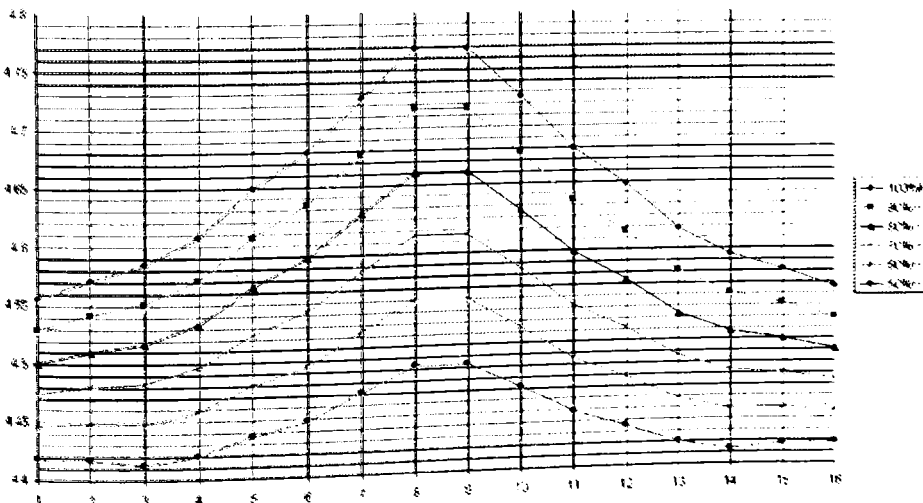


În consecință, se poate spune că scăderea forței de pretensionare din ferme, în perioada 1974-1987, în procente de până la 55% (vezi capitol 5), dinspre fermele de margine spre cele centrale, a condus la creșterea perioadei proprii, tot în același sens, în procente de până la 3%, funcție de raportul dintre săgeata și deschiderea fiecărei ferme, ca în graficul următor:

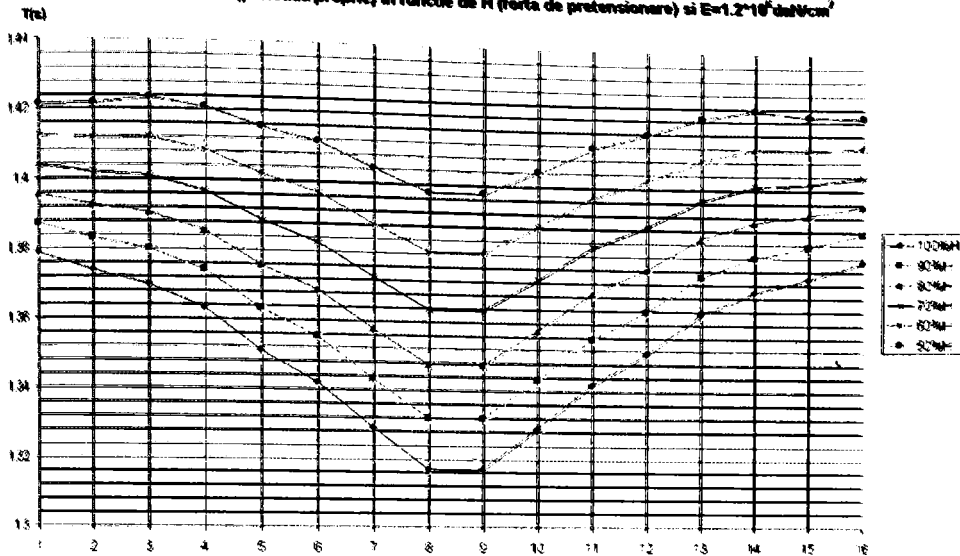


Pentru a exemplifica influența variației valorii forței de pretensionare asupra caracteristicilor dinamice ale structurii se consideră o scădere a forței de pretensionare, inițiale de montaj, în trepte cu pas de 10% pe treaptă, pînă la valoarea de 50% din ea. Se consideră de asemenea ca valori pentru modulul de elasticitate: $E=1,2 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$ și $E=1,6 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$:

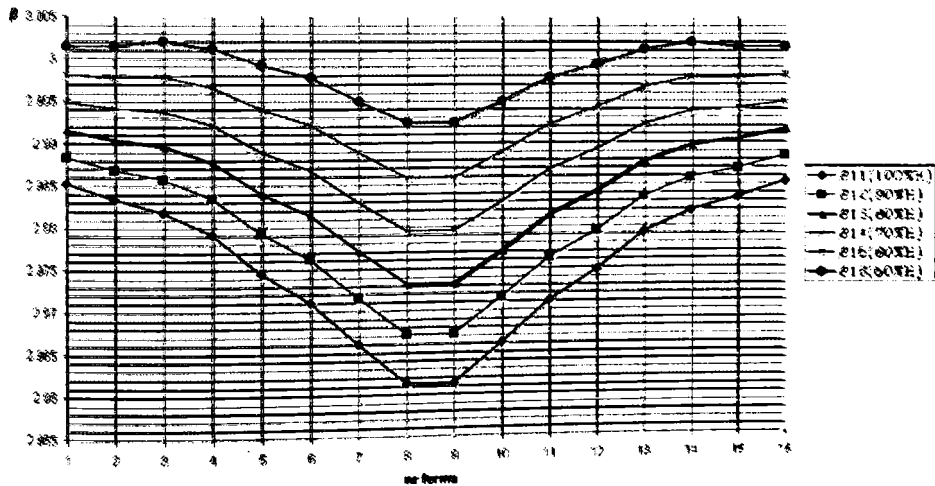
Valoarea lui ω (pulsatia proprie) în funcție de H (forța de pretensionare) și $E=1,2 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$



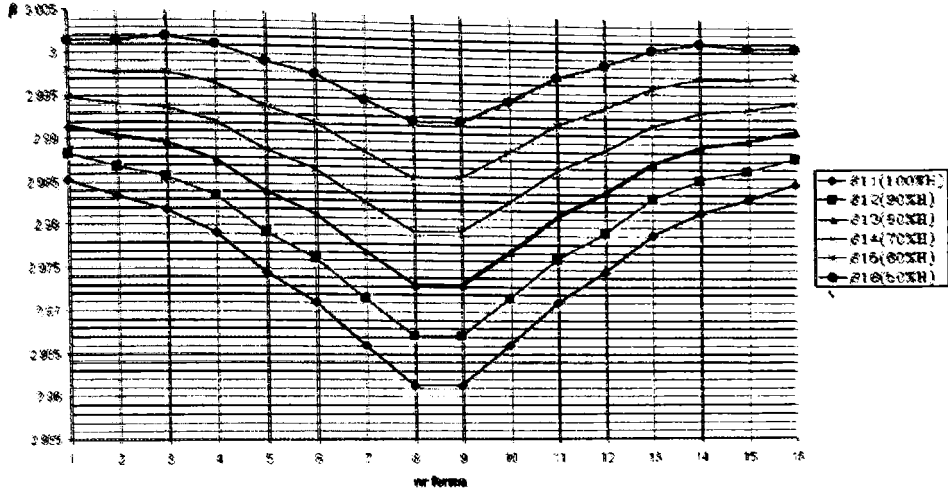
Valoarea lui T (perioada proprie) în funcție de N (forța de prețensionare) și $E=1,2 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$



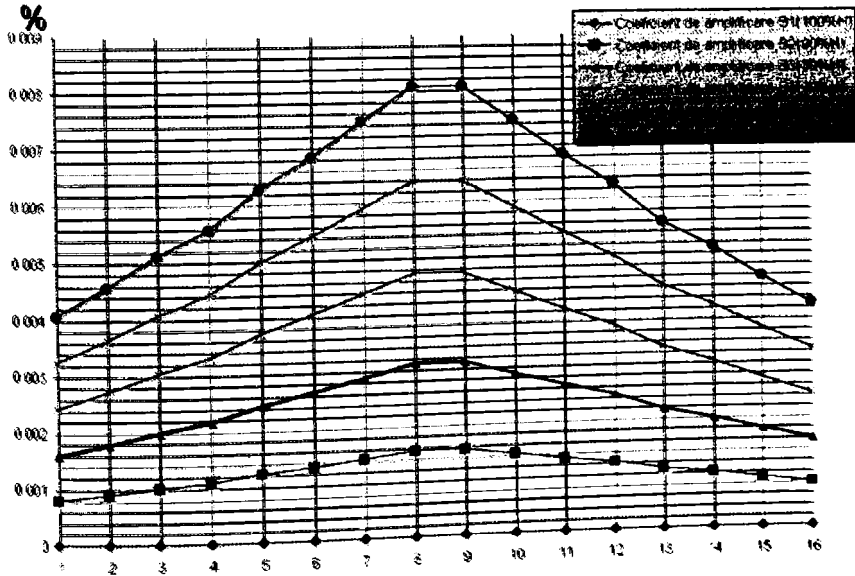
Variția coeficientului de amplificarea a efectului fluctuțiilor vântului în funcție de forța de prețensionare pentru $E=1,2 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$



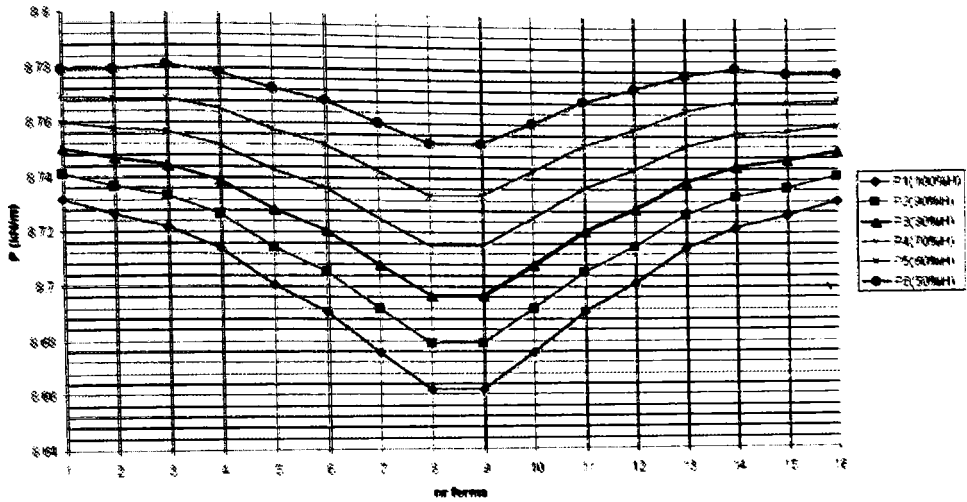
Variația coeficientului de amplificare a efectului fluctuațiilor vântului în funcție de forța de preționare pentru $E=1,2 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$



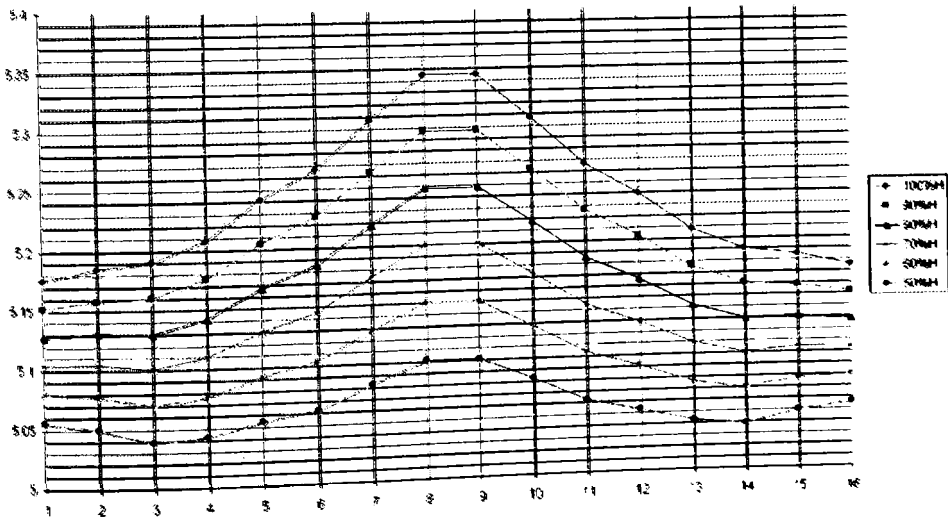
Variația procentuală a coeficientului de amplificare a efectului fluctuațiilor vântului în funcție de forța de preționare pentru $E=1,2 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$



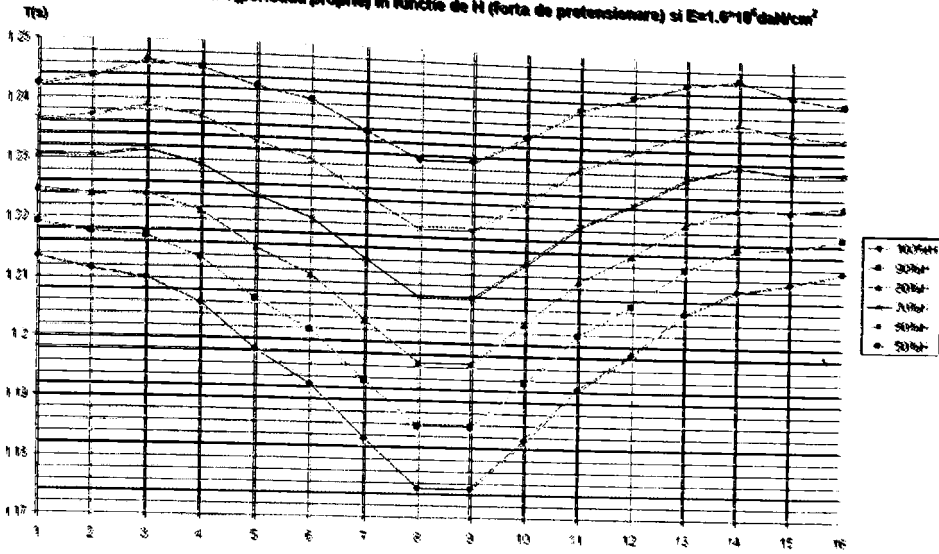
Variația secțiunii (uniforme distribuite) în funcție de forța de prețensionare
 pentru $E=1,2 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$



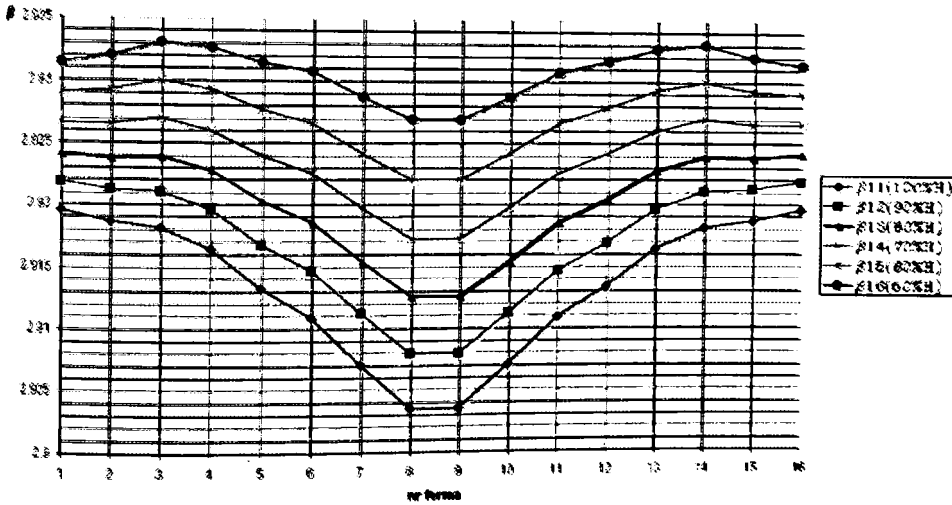
Valoarea lui ω (pulsatie proprie) în funcție de H (forța de prețensionare) și $E=1,6 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$



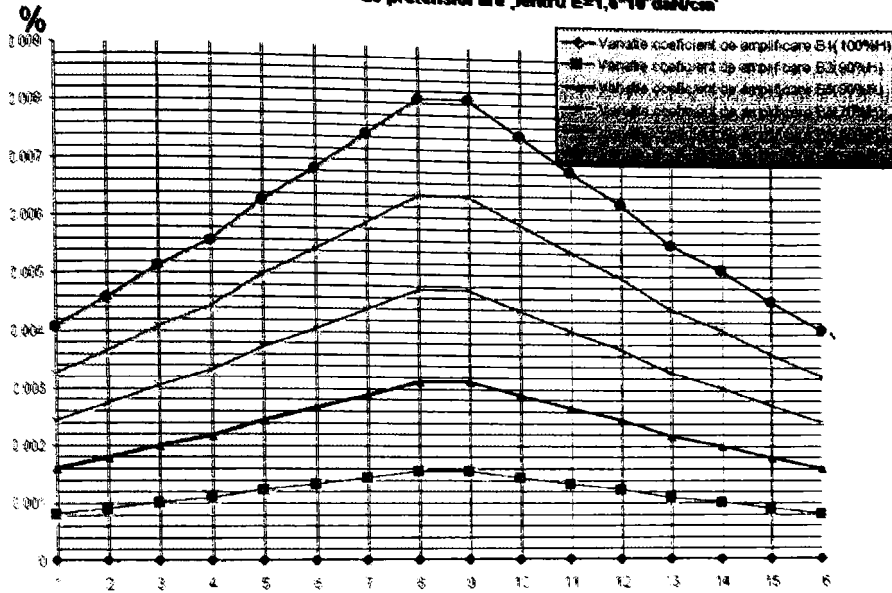
Valoarea lui T (perioada proprie) în funcție de H (forța de pretensionare) și $E=1,6 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$



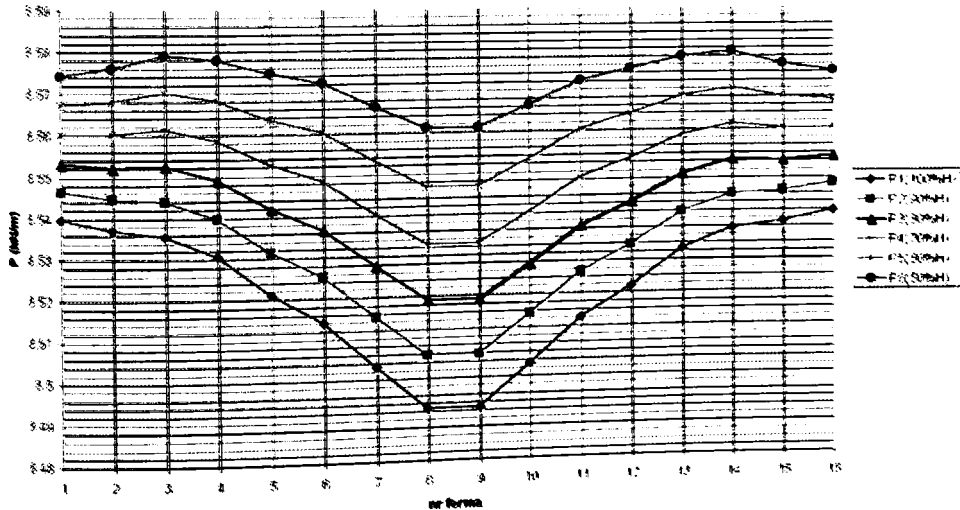
Variția coeficientului de amplificare a efectului fluctuațiilor vântului în funcție de forța de pretensionare pentru $E=1,6 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$



Variația procentuală a coeficientului de amplificare a efectului fluctuațiilor vântului în funcție de forța de pretensionare „pentru $E=1,6 \cdot 10^8 \text{ daN/cm}^2$ ”



Variația succțiunii (uniform distribuite) în funcție de forța de pretensionare pentru $E=1,6 \cdot 10^8 \text{ daN/cm}^2$

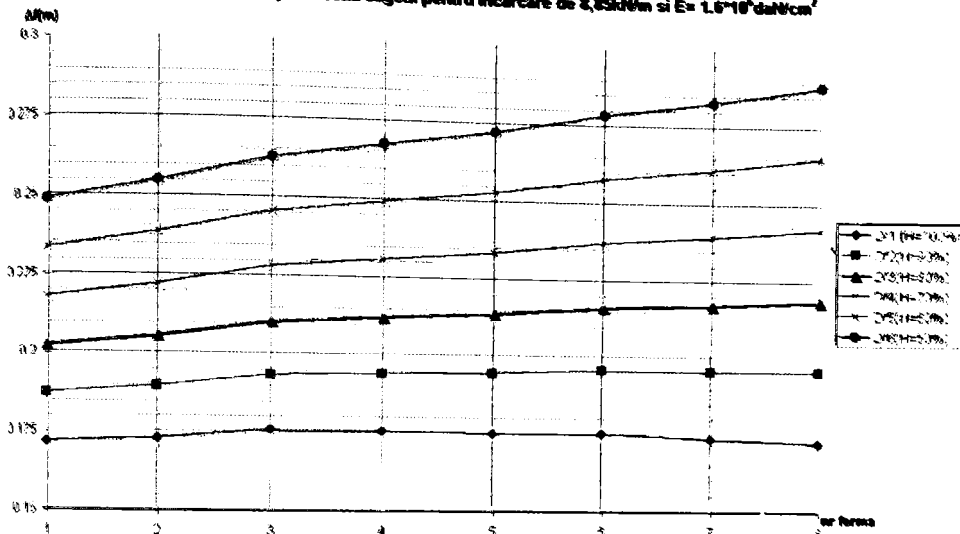


6.2. INFLUENȚA VARIAȚIEI FORȚEI DE PRETENSIONARE ASUPRA DEPLASĂRIILOR FERMELOR

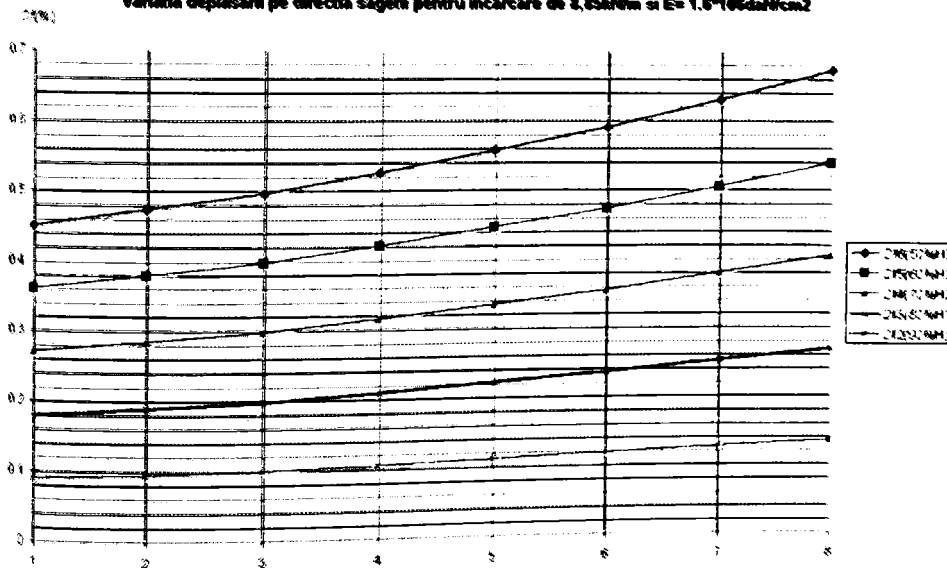
Pentru exemplificarea influenței scăderii forței de pretensionare asupra deplasărilor fermelor sub încărcări se consideră aceeași structură ca la punctul 6.1. și aceeași ipoteză privind modul de scădere

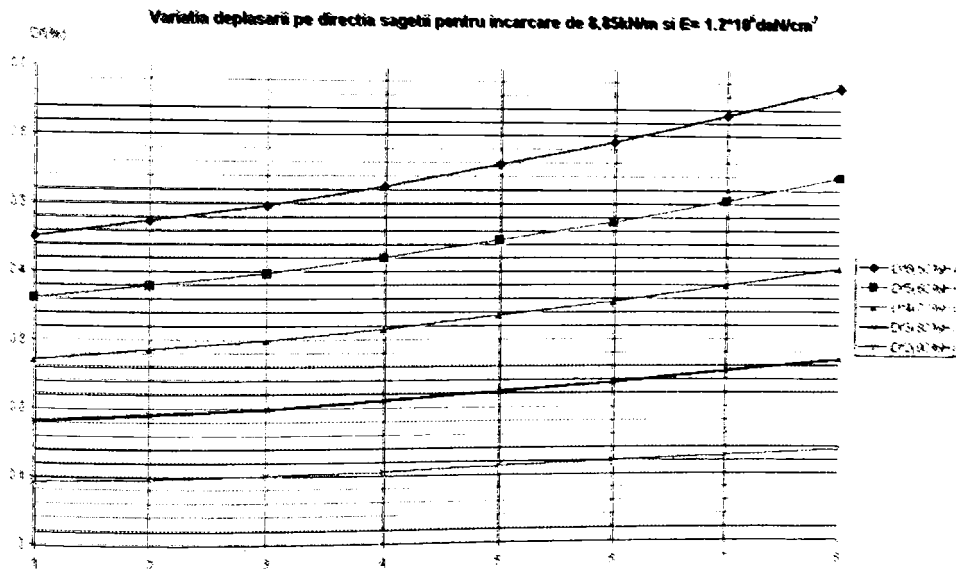
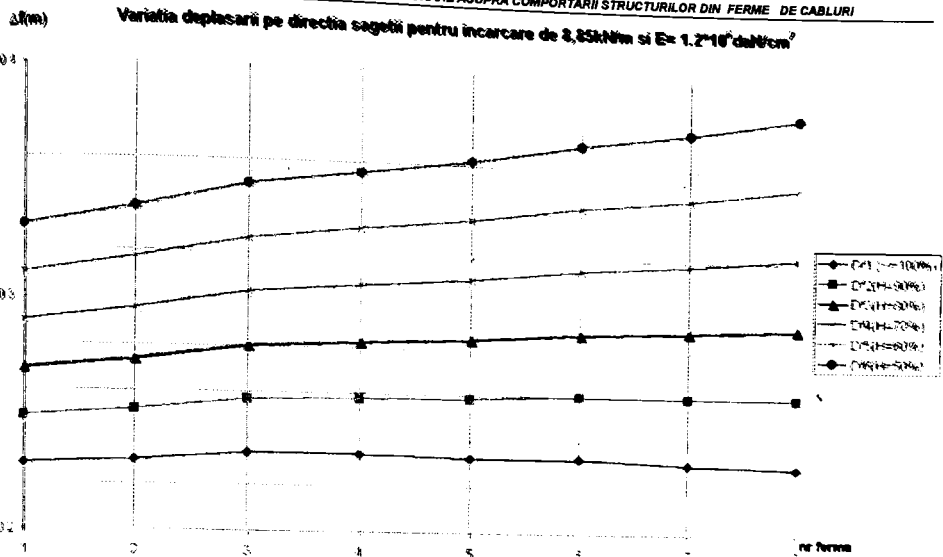
al forței de pretensionare. Se analizează deplasarea punctului central al fermelor sub o încărcare uniform distribuită cu valoare constantă pentru toate treptele de scădere a forței de pretensionare.

Variația deplasării pe direcția sagetii pentru încărcare de $2,85kN/m$ și $E=1,6 \cdot 10^6 daN/cm^2$



Variația deplasării pe direcția sagetii pentru încărcare de $2,85kN/m$ și $E=1,6 \cdot 10^6 daN/cm^2$





6.3. CONCLUZII

Ca urmare a analizelor efectuate se constată influența defavorabilă a scăderii forței de pretensionare asupra comportării la acțiuni dinamice a structurilor suspendate și asupra stabilității acestora. Astfel scăderea forței de pretensionare conduce la modificarea caracteristicilor dinamice ale fermelor cu consecințe în sporirea efectului fluctuant al acțiunii vântului, în funcție de raportul săgeată - deschidere al fermei și de modulul de elasticitate al cablului.

Efectul nefavorabil crește odată cu diminuarea valorii forței de pretensionare.

Din analizele privind efectul scăderii forțelor de pretensionare asupra deplasărilor fermelor se constată efectul defavorabil exprimat prin creșterea acestora odată cu diminuarea valorii forței de pretensionare, în funcție de raportul sagueată- deschidere al fermelor și de modulul de elasticitate al cablurilor. Astfel, se constată creșteri de până la 68% a deplasărilor punctului central al fermelor,funcție de raportul sagueată-deschidere, pentru scăderi de pînă la 50% ale forței de pretensionare proiectate.

Pentru diminuarea efectelor defavorabile ale scăderii forțelor de pretensionare asupra comportării structurilor suspendate se impune limitarea acestor scăderi la 30% din valoarea proiectată. Acest fapt fundamentează acțiunile de urmărire în timp a eforturilor din cabluri pentru structurile aflate în exploatare.

7. CONCLUZII. CONTRIBUȚIILE AUTORULUI LA DEZVOLTAREA DOMENIULUI.

Pornind de la necesitățile etapei actuale, în domeniul structurilor suspendate, autorul aduce prin lucrarea sa, contribuții la dezvoltarea calculului și metodologiei de analiză a structurilor suspendate, cu efecte de sporire a gradului de siguranță proiectat și menținerea lui, în timp, precum și la evidențierea unor aspecte de comportare în exploatare și în timp a unor structuri suspendate, reprezentative (Sala Polivalentă și Patinoar Național din București) cu efecte în conformarea rațională a structurilor, în fundamentarea coeficienților parțiali de siguranță, considerați în calculul la stări limită și în fundamentarea exigențelor impuse la execuție și montaj pentru asigurarea unei bune comportări în exploatare.

Astfel, din materialul prezentat se consideră demn de subliniat aportul autorului în dezvoltarea domeniului prin:

- elaborarea programului de calcul pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale structurilor suspendate (pulsatii, frecvente, perioade, moduri proprii) cu:
 - * aplicarea programului la proiectarea unei investiții noi, utilizată pentru o supratraversare cu deschiderea de 130 m, utilizată în susținerea unor conducte de saramură;
 - * efectuarea de determinări experimentale pe un acoperiș suspendat, aflat în expoatare, Patinoarul Național, pentru identificarea caracteristicilor dinamice ale acestuia și evidențierea corectitudinii rezultatelor programului de calcul precum și a aspectelor privind dependența acestor caracteristici de geometria fermelor și de eforturile din ele;
- formularea exigențelor de siguranță pentru calculul structurilor din cabluri;
- formularea exigențelor impuse fazei de execuție și montaj;
- fundamentarea unor concluzii privind calculul și conformarea structurilor din ferme de cabluri;
- elaborarea metodologiei de analiză a structurilor aflate în expoatare, în scopul verificării exigențelor de siguranță în diverse stadii de expoatare și stabilirii măsurilor de reabilitare a modului de comportare;
- evaluarea caracteristicilor de capacitate portantă și rigiditate a structurilor Sălii Polivalente și Patinoarului Național și stabilirea măsurilor necesare bunei comportări sub noile încărcări, prin determinări experimentale și analize prin calcul;

- evaluarea modului de variație în timp a forței de pretensionare, prin determinări experimentale și analize prin calcul;
- evaluarea influenței modificărilor de încărcări climatice, corespunzătoare STAS-urilor 10101/20 și 10101/21 din 1990, asupra exigențelor de capacitate portantă și rigiditate a structurilor analizate;
- fundamentarea exigențelor de siguranță considerate în calcul și a exigențelor impuse execuției și montajului, prin determinări experimentale și analize prin calcul;
- verificarea experimentală a coeficienților parțiali de siguranță considerați în calculul la stări limită a capacității portante și valorii forței de pretensionare.
- determinarea efectului scăderii forțelor de pretensionare asupra comportării dinamice a structurilor suspendate și asupra stabilității acestora.

Astfel:

- **in capitolul 2**, autorul formulează exigențele de siguranță și criteriile de performanță pentru structurile suspendate, pe baza cărora descrie metodologia de calcul
- **in capitolul 3**, autorul descrie programele TENSIN și TENSIN de calcul, elaborate, pentru evaluarea caracteristicilor dinamice (moduri proprii pulsație, frecvență, perioadă, etc.) pentru modelul plan și respectiv pentru modelul spațial al structurilor suspendate din ferme de cabluri.

Modul de utilizare al programului spațial TENSIN este prezentat prin aplicația făcută pentru calculul și dimensionarea structurii supratraversărilor râurilor Trotuș și Slănic, de 130 m deschidere, pentru patru conducte de saramură, pentru proiectarea căreia a fost solicitat autorul de către beneficiarul ICPM Cluj.

Capitolul conține și descrierea determinărilor experimentale efectuate și rezultatele acestora, cu privire la caracteristicile dinamice ale acoperișului Patinoarului Național București, pe baza cărora se desprind aspecte privind dependența acestor valori de geometria structurii și eforturile din ferme și face compararea acestor valori experimentale cu rezultatele programului de calcul TENSIN.

Rezultatele experimentale oferă imaginea reală a deformării dinamice a structurii acoperișului pe ferme din cabluri în stadiul elastic de solicitare. Rezultatele obținute pe cale experimentală (frecvențele proprii de vibrație sau perioadele proprii) conduc la aprecieri apropiate de realitatea comportării globale a acoperișului, oferind în același timp

valori de comparație pentru rezultatele calculului. În acest sens, determinările au arătat că acoperișul patinoarului trebuie considerat ca o succesiune distinctă de ferme transversale cu caracteristici dinamice influențate puternic de stările de eforturi din elementele care alcătuiesc aceste ferme. Paneele și cablurile întinzătoare nu reușesc decât în mică măsură să compenseze diferențele de eforturi dintre cablurile transversale purtătoare.

Rezultatele valorilor obținute prin calcul, exprimă ca și rezultatele experimentale, dependența caracteristicilor dinamice de eforturile din ferme și de geometria acestora. Valorile calculate oscilează în jurul valorilor determinate experimental.

Determinările experimentale sunt puternic influențate de abaterile geometriei reale a fermelor de la geometria considerată în calcul datorită unui număr de montanți și diagonale (rigide) îndoite ca urmare a suprasolicitărilor acestora încă din faza de montaj.

În capitolul 4 lucrarea conține metodologia de analiză a structurilor suspendate, aflate în exploatare, bazată pe respectarea exigențelor de siguranță față de situația reală a stărilor de eforturi și aplicațiile acestora pentru analizele structurilor suspendate ale acoperișurilor sălii Polivalente și Patinoarului Național București.

- **În capitolul 5** sunt descrise experimentările desfășurate pe aceste structuri și analizele prin calcul efectuate pentru diverse etape de încărcări suportate de structură, comparativ cu situația proiectată. Ca urmare a analizelor efectuate au rezultat următoarele aspecte:

Pentru Sala Polivalentă

- valorile calculate ale eforturilor din cabluri cresc de la fermele marginale spre fermele centrale, în funcție de geometria acestora. Valorile experimentale ale eforturilor descresc în același sens ca urmare a diminuării forței de pretensionare;
- diminuarea forței de pretensionare cu valoarea maximă de 55% (în timp de 13 ani de funcționare a sălii), față de forța de pretensionare rezultată în calculul inițial (de proiectare). Valorile diminuărilor sunt crescătoare dinspre fermele de margine spre fermele centrale, la fel ca și eforturile maxime din ferme;
- valoarea forței de pretensionare din ferme nu satisface condiția prin care se asigură rigiditatea acestora, pentru încărcările, din zăpadă, corespunzătoare STAS 10101/20-1990;
- coeficienții de siguranță ai unora dintre cabluri au valori sub limita coeficientului minim impus de exigența de siguranță referitoare la capacitatea portantă, pentru încărcările din vânt și zăpadă calculate conform STAS 10101/20-1990 și STAS 10101/21-1990;

- în condițiile noilor încărcări climatice fermele nu mai pot fi retensionate datorită lipsei de rezervă de capacitate portantă exprimată prin coeficienții de siguranță a cablurilor;
- valorile eforturilor din cablurile componente ale tălpilor fermelor oscilează în jurul valorilor medii a eforturilor din tălpi. Supraîncărcările cablurilor componente ale tălpilor fermelor față de media efortului din talpă au valoarea maximă procentuală de 29% . Diminuările eforturilor din cablurile componente ale tălpilor fermelor față de media efortului au valoarea maximă procentuală de 25%.

Pentru Patinoarul Național București.

Prelucrarea rezultatelor experimentale conduce la următoarele concluzii:

- valorile calculate ale eforturilor din cabluri cresc de la fermele marginale spre fermele centrale, în funcție de geometria acestora. Valorile experimentale ale eforturilor descresc în acelaș sens ca urmare a diminuării forței de pretensionare;
- diminuarea forței de pretensionare cu valoarea maximă de 85,4% (in timp de 21 de ani de functionare a construcției), față de forța de pretensionare rezultată în calculul inițial (de proiectare). Valorile diminuărilor sunt crescătoare dinspre fermele de margine spre fermele centrale, la fel ca și eforturile maxime din ferme;
- valoarea forței de pretensionare din ferme nu satisface condiția prin care se asigură rigiditatea structurii, pentru încărcările, din zăpadă, corespunzătoare STAS 10101/20-1990;
- coeficienții de siguranță ai cablurilor au valori sub limita coeficientului minim impus de exigența de siguranță referitoare capacitatea portantă, pentru încărcările din vânt și zăpadă calculate conform STAS 10101/20-1990 și STAS 10101/21-1990;
- în condițiile noilor încărcări climatice fermele nu mai pot fi retensionate datorită lipsei de rezervă de capacitate portantă exprimată prin coeficienții de siguranță ai cablurilor;
- geometria fermelor este afectată de nerespectarea exigentelor de calcul și execuție. Acest aspect este reprezentat de deformațiile prin indoire a unor montanți și diagonale (rigide, realizate din oțel rotund cu diametrul de 16 mm). Pentru îmbunătățirea răspunsului fermelor la încărcări , una din măsurile recomandate beneficiarului a fost înlocuirea acestora.

Prin aspectele prezentate, pentru cele doua constructii, autorul fundamentează exigențele de siguranță impuse la proiectarea structurilor suspendate pentru calculul capacității portante și valorii

forței de pretensionare, cuprinse în capitolul 2, precum și a următoarelor exigențe impuse execuției și montajului acestor structuri și anume:

- calculul lungimilor de tăiere a cablurilor pe baza deformațiilor specifice la eforturi de întindere a acestora, rezultate din diagramele de efort-deformație experimentală;
- preîntinderea la sol, înainte de montaj, a cablurilor pentru consumarea deformațiilor remanente inițiale;
- respectarea, în faza de execuție și montaj, a cotelor de proiectare atât pentru structura din cabluri cât și pentru structura de margine;
- asigurarea, în noduri, a forței de strângere rezultată din calcul, pentru evitarea lunecărilor cablurilor din noduri.

Pentru asigurarea condițiilor optime de urmărire a comportării în timp a acoperișurilor suspendate, rezultă că la montaj trebuiesc efectuate următoarele lucrări:

- fixarea de repere, posibil de regăsit în etapele ulterioare, pentru definirea cotelor 0.00 față de care se realizează releveele fermelor și structurii de margine;
- fixarea, prin vopsire, a punctelor de pe nodurile fermelor și structurii de margine vizate pentru efectuarea releveelor.
- efectuarea releveului structurii acoperișului care va consta în determinarea cotelor finale ale tuturor nodurilor fermelor, în raport cu cota $\pm 0,00$ și cu axele principale ale construcției;
- efectuarea releveului structurii de margine care va consta în determinarea cotelor finale pentru nodurile principale ale cadrelor marginale, în raport cu cota $\pm 0,00$ și axele principale ale construcției;
- determinarea stării de eforturi din cablurile structurii în următoarele faze:
 - * după pretensionarea fermelor;
 - * după montarea învelitorii.
- referitor la structurile aflate în exploatare rezultă:
 - * necesitatea urmăririi în exploatare a structurilor din cabluri din punct de vedere al stărilor de eforturi existente în structură, evaluarea capacității portante și rigidității structurii în condițiile reale de lucru a acesteia și stabilirea (dacă este cazul), de măsuri de reabilitare pentru realizarea unui grad de siguranță acceptat.
- pentru o conformare rațională a structurii în faza de proiectare, rezultă că structura suspendată trebuie realizată din ferme cu aceeași geometrie, panta de scurgere a apelor realizându-se din

decalarea prinderilor fermelor la structura de margine și nu prin săgețile acestora.

- calculul structurilor din ferme de cabluri ce au o geometrie variabilă, trebuie realizat pe fiecare fermă în parte, pentru a se evita un răspuns nefavorabil în exploatare

În capitolul 6 sunt efectuate analize ce pun în evidență influența defavorabilă a scăderii forței de pretensionare asupra comportării la acțiuni dinamice a structurilor suspendate și asupra stabilității acestora. Astfel, scăderea forței de pretensionare conduce la modificarea caracteristicilor dinamice ale fermelor cu consecințe în sporirea efectului fluctuant al acțiunii vântului, în funcție de raportul săgeată - deschidere al femeii și de modulul de elasticitate al cablului. Efectul nefavorabil crește odată cu diminuarea valorii forței de pretensionare.

Din analizele privind efectul scăderii forțelor de pretensionare asupra stabilității fermelor se constată efectul defavorabil exprimat prin creșterea deplasărilor odată cu diminuarea valorii forței de pretensionare, în funcție de raportul săgeată- deschidere al fermelor și de modulul de elasticitate al cablurilor. Astfel, pentru cazul studiat, se constată creșteri de până la 68% ale deplasărilor punctului central al fermelor, funcție de raportul săgeată-deschidere, pentru scăderi de până la 50% a forței de pretensionare .

Pentru diminuarea efectelor defavorabile ale scăderii forțelor de pretensionare asupra comportării structurilor suspendate se impune limitarea acestor scăderi la 30% din valoarea proiectată. Acest fapt fundamentează acțiunile de urmărire în timp a eforturilor din cabluri pentru structurile aflate în exploatare.

Având în vedere lipsa din literatura de specialitate a datelor privind comportarea și analiza structurilor suspendate aflate în exploatare, se apreciază că autoarea aduce contribuții importante în acest sens prin teza sa.

De asemenea se poate aprecia că autoarea a adus contribuții importante în dezvoltarea domeniului prin întreaga sa activitate de peste douăzeci de ani de cercetări teoretice și experimentale.

În afara datelor prezentate în teză autoarea a participat împreună cu colectivul de specialiști din INCERC și în colaborare cu cadre didactice ale catedrei de construcții metalice din UTCB la realizarea și urmărirea comportării unor alte structuri suspendate: Teatrul de vară din Constanța, Patinoar Galați, Patinoar Bacău și a participat la elaborarea primelor instrucțiuni din domeniu: P 110- 1981

BIBLIOGRAFIE

1. * * * : Subcommittee on cable – suspended structures of the Task comitte on special structures of the Committee on metals, of the Structures Division, Cable – suspended roof construction state of the art. Journal of the Str. Div. Vol. 97, nr. ST 6, June, 1971, pag. 1715 –1761,
2. Anisccenic A.: Arhitektura scorujenii s visiacimi pokrĭtiami Ed. Buivelnik, Kiev, 1970, 128 pag.
3. Arcan M.,
Hagiescu S.: Cercetări experimentale privind comportarea mecanică a structurilor din cabluri. Studii și Cercetări INCERC, nr. 4, 1971, pag. 25 –26.
4. Avent R. R.: Nonlinear Field Analysis of Structural Nets. Jurnal of the Structural Division, ASCE, vol. 95, nr. ST 5, Proc. Paper 6.556, mai 1969 pag. 889 –907
5. Baron F.: Analiza neliniară a structurilor din cabluri și zăbrele. Jurnal of Structural Div. Proc. Of ASCE (SUA), nr. ST 2 februarie 1971, vol 97 pag. 679-710
6. Crăilă Elena,
Stancu Mihai: Cercetări experiementale privind caracteristicile dinamice și stările de eforturi corespunzătoare din structurile suspendate iarna 1992 – 1993, Contract 851/I.S.B.10 – 1993
7. Crăilă Elena
Studiu de sinteză privind structurile suspendate din cabluri. Referat stagiu doctorat 1991
8. Crăilă Elena
Studiu de sinteză privind evoluția în timp a forțelor de pretensionare în fermele acoperișurilor suspendate, analizate. Referat stagiu doctorat 1992
9. Crăilă Elena,
Colaborare
UTCB
C.Dalban
B Ștefănescu: Ghid de proiectare și urmărirea comportării în exploatare a acoperișurilor cu ferme din cabluri. Contract 105/1996
10. Crăilă Elena,
Sandi Horea
Stancu Olga: Calculul static și dinamic al supratraversărilor râurilor Trotuș și Slănic cu patru conducte de transport saramură., Contract 6577/1993
11. Crăilă Elena,
Sandi Horea
Stancu Olga: Studii teoretice și program de calcul pentru comportarea structurilor suspendate supuse încărcărilor dinamice din vânt Contract 240 C/A2 – 1994
12. Crăilă Elena,
Sandi Horea
Stancu Olga: Studii teoretice și program de calcul pentru comportarea structurilor suspendate supuse acțiunilor seismic. Contract 240 C/A2 – 1994

13. Crăilă Elena: Soluții eficiente de acoperiri ușoare a spațiilor tehnologice și de depozitare din cadrul TAGCM – Hunedoara, Referat INCERC – 1985.
14. Crăilă Elena: Studii și experimentări pentru retensionarea acoperișului Patinoarului Artificial “23 August” din București. Referat INCERC 1985
15. Crăilă Elena: Expertizarea soluției constructive a structurii acoperișului suspendat al Teatrului de Vară din Constanța. Referat INCERC, 1985.
16. Crăilă Elena: Asistență tehnică privind analiza stării structurii de rezistență din cabluri a acoperișului Palatului Sporturilor și Culturii București, Referat INCERC 1987.
17. Crăilă Elena: Calculul și asistența tehnică pentru realizarea structurii de rezistență a acoperișului Teatrului de Vară din Constanța, contract 2232/1983
18. Crăilă Elena: Cercetări și experimentări pentru expertizarea modului de realizare al structurii de rezistență a acoperișului Teatrului de Vară din Constanța, contract 2233/1983.
19. Crăilă Elena: Urmărirea comportării “în situ” a structurii acoperișului Teatrului de Vară Constanța, contract 230/1985
20. Crăilă Elena: Proiect de prezentare de soluții structurale de ansamblu pentru acoperișuri de diverse deschideri.
21. Crăilă Elena: Studii și experimentări statice și dinamice pentru retensionarea acoperișului Patinoarului Artificial “23 August”, Contract 2810/1985
22. Crăilă Elena: Asistență tehnică privind analiza stării structurii de rezistență din cabluri a acoperișului Palatului Sporturilor și Culturii din București, Contract 5309/1987
23. Crăilă Elena: Analiza comparativă a prevederilor proiectului de standard 10101/20-86 față de STAS 10101/78 (în vigoare) prin aplicarea acestora la proiectul de acoperire a Patinoarului “23 August” (construcție închisă), Contract 426/1987
24. Crăilă Elena: Studii privind comportarea dinamică a construcțiilor flexibile cu deschideri mari. Referat 1990
25. Crăilă Elena: Studii și cercetări privind elaborarea unui program de calcul la sarcini dinamice pentru construcții flexibile. Referat 1990
26. Crăilă Elena: Experimentări numerice în vederea testării programului elaborat. Referat 1990

27. Crăilă Elena: Propuneri preliminare privind recomandări de proiectare pentru construcții flexibile cu deschideri mari. Referat 1990
28. Crăilă Elena: Studii privind evoluția în timp a forțelor de prețensionare din elementele structurilor suspendate, de mari deschideri și consecințele asupra structurilor (completare și modificare Instrucțiuni P 110-81) Contract nr. 139/1990
29. Crăilă Elena: Studii și cercetări teoretice și experimentale privind starea structurii acoperișului Patinoarului Artificial din Complexul sportiv Național și stabilirea măsurilor necesare, Contract. 3021/1991
30. Crăilă Elena: Cercetări experimentale în vederea stabilirii geometriei actuale a structurii din ferme pentru acoperișul Patinoarului Național., Contract 3021/1991
31. Crăilă Elena: Cercetări pentru determinarea stării actuale de eforturi din ferme necesară pentru preluarea noilor încărcări și determinarea valorilor de rețensionare. Contract 3021/1992
32. Crăilă Elena: Studii privind comportarea în expoatare a structurilor suspendate, Contract 707/1992
33. Crăilă Elena: Analize teoretice și experimentale privind comportarea dinamică a structurilor suspendate. Studii teoretice, documentare. Contract 851/I.S. B. 10-1992
34. Crăilă Elena: Structuri ușoare pentru acoperirea suprafețelor de mari deschideri, fără reazeme intermediare. Structuri din rețele de cabluri amplasate în zone seismice. Referate anii: 1996 – 1998
35. Crăilă Elena: Măsurători în vederea determinării eforturilor din cablurile structurii de rezistență a Patinoarului Național București. Contract/ 1996
36. Crăilă Elena: Măsurători pentru determinarea eforturilor din cablurile acoperișului Sălii Polivalente din București. Contract 4706/1997
37. Crăilă Elena: Rețensionarea fermelor din cabluri ale acoperișului Patinoarului Național, Contract 3021/1992
38. Dalban Constantin: Construcții metalice Ed. II Editura didactică și pedagogică București 1983
39. Frei Otto, Trostel Rudolf: Pnevmatičeskie stroitelnie konstrukții. Konstruirovanie i rasciot scorujenii iz trosov, setok i membran, Misc, 1967, 320 p.

40. Frei Otto, — Mommelein R.: Structuri suspendate flexibile, Bauwelt (RFG) nr. 21/22 mai, 1967, pag. 532 – 533.
41. Frei Otto: Das hangende Dach Gestalt in Struktur. Berlin Ullstein – Fachverlag, 1966, 171 p.
42. Frei Otto: Zughbenspruchte Konstruktionen. Band 2, Berlin, Ullstein – Fachnerlag, 1966, 171 p.
43. Hagiescu Silvia Pepene Frusina, Dalban C^{tin}: Instrucțiuni tehnice pentru execuția structurilor din ferme de cabluri: P 110 - 1981, Buletinul construcțiilor nr. 5-1981
44. Hagiescu Silvia: Structuri suspendate. Soluții plane. Ferme din cabluri. Referat INCERC, 1972.
45. Hagiescu Silvia: Construcții metalice ușoare pentru acoperișuri suspendate mari (structuri suspendate). Încercări și experimentări pe elemente constructive: noduri, ancoraje. Referat INCERC – 1973.
46. Hagiescu Silvia: Construcții metalice ușoare pentru acoperiri de suprafețe mari (structuri suspendate). Încercări pe tronsoane de învelitoare. Referat INCERC 1974
47. Hagiescu Silvia: Calculul de ordinul 2 al fermelor plane din cabluri Teză de doctorat 1974 INCERC
48. Hottinger Hans: Das Jawerth System. Deutsche Bauzeitschrift, nr. 11, 1964.
49. Jawerth David: Eisstadion Stockholm- Jahanneshov. Technologie, Statik, Dynamik und Bauausführung. Der Stahlbau, nr. 3, 1966.
50. Kaciurin V. K.: Teoria vîsescih sistem. Staticeskii rasciot. Moscova, Gosstroizd, 1962, 222 p.
51. Kaciurin V. K.: Staticeski rasciot vantovih sistem. Leningrad, Stroizdat, 1969, 142 p.
52. Kosenko I. S.: Visiacie konstrukții pokrîtii. Gostroi SSR, Mosk. 1966, 85 pag.
53. Leonard J. W.: Tension structures. Behavior and Analyzis. USA-1988
54. Liudkovsky I.G.: On the choice of the optimum types of suspende roofs and of their bearing contours. Hanging roofs. Proc. Of the ISSS colloq., Paris 3-11 July. 1962. pag. 176 –189.
55. Moskalev N.S.: Calculul structurilor suspendate după stările limită. Strelețchi N. S. Metallicheschie konstrukții. Izdatelstwo lit. pe stroitel, Moscova, 1966, pag. 272 –281.
56. O'Brien W. J.: Behaviour of loaded cable system, Jornal of the Structural Div., ASCE Proc. Vol. 94, nr. ST 10, octombrie 1968, pag. 2281 – 2302.

57. Paolini Margherita: Tipologia e tecnologia tensostrutture Acier – Stahl – Steel, 1/1972, pag. 52 –60.
58. Rabinovici I. M.: Momentan steife Systeme, ihre Eigenschaften und die Grundlagen ihrer Berechnung. Rabinovici Hangedächer, Bauverlag GMBH, Berlin, 1966, pag. 81 – 96.
59. Rabinovici V.M.: Hangedächer Wiesbaden – Berlin, Bauverlag, 1966, 212 p.
60. Rainus G.: Calculul cablurilor cu multe deschideri și a fermelor cu multe deschideri din cabluri. Leningrad Stroizdat, 1968.
61. Rajnus G. E.: Grundlagen der Berechnung von Hangedächer mit trageder Konstruktion aus biegeeweiche Seilen. Rabinovici, Hangedächer, Bauverleg GMBH Wiesbaden – Berlin, 1966, pag. 128 –145.
62. Sandi Horea Metode matriceale în mecanica structurilor Editura Tehnică București 1975
63. Sandi Horea Elemente de dinamica structurilor Editura Tehnică București 1983
64. Sarger R: A propos des constructions en cables, La construction moderne (Franța), nov.- dec. 1969, pag. 30-33.
65. Schlayer F.K.: Die Berechnung von Seilwerken. Hanging, Roofs, Proceedings of the IASS Colloq. Paris 1-11, July, 1962, pag. 56.
66. Tsuboy X, Kawaguchi M.: Probleme beim Entwurf einer Hangedachkonstruktions anhand des Beispiels der schwimmhalle fur die Olympischen Spiele in Tokio 1964, Stahlbau (EFG), 35, nr. 3, mar. 1966, pag. 53 –65.
67. Vedenikov G.S.: Influența parametrilor elementelor de construcție și a încărcărilor asupra preciziei calculului structurilor portante. Strelețki N. S. Metallicheschie konstrukții Izdatelstvo lit. pe stroitel., Moscova, 1966, pag. 282.

Anexa I

REZULTATE OBȚINUTE PRIN APLICAREA
PROGRAMULUI DE CALCUL DINAMIC
PENTRU SUPRATRAVERSĂRILE RÂURILOR
TROTUȘ ȘI SLĂNIC

TABEL 3 Antisimetric
SOLUTIA PROBLEMEI DE VALORI PROPRII

BL	1		2		
IB	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	VECT.PROPR
TRANSF	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	VECT.PROPR
45E-02	-.75464E-07	-.13323E-01	-.14488E-06	-.63998E-02	-.21903E-06
	-.26164E-06	-.30293E-02			
00E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
	.00000E+00	.00000E+00			
10E+00	-.34972E-01	-.24200E+00	-.68102E-01	-.44974E+00	-.97078E-01
	-.12089E+00	-.78956E+00			
26E+01	-.90881E-01	-.59403E+00	-.17691E+00	-.11817E+01	-.25241E+00
	-.31387E+00	-.20420E+01			
83E+00	-.68756E-01	-.44229E+00	-.11749E+00	-.77174E+00	-.14396E+00
	-.13997E+00	-.91349E+00			
20E+01	-.17782E+00	-.11599E+01	-.31612E+00	-.20085E+01	-.36462E+00
	-.36844E+00	-.23965E+01			
38E+00	-.90729E-01	-.60469E+00	-.13972E+00	-.91112E+00	-.12590E+00
	-.57231E-01	-.37542E+00			
38E+01	-.28507E+00	-.16623E+01	-.38604E+00	-.25107E+01	-.32994E+00
	-.11253E+00	-.73235E+00			
91E+00	-.10937E+00	-.72887E+00	-.13477E+00	-.89137E+00	-.31684E-01
	.45911E-01	.29813E+00			
30E+00	-.31853E+00	-.20748E+01	-.36918E+00	-.24107E+01	-.10987E+00
	.24118E+00	.15672E+01			
54E-01	-.12115E+00	-.80233E+00	-.10842E+00	-.71154E+00	.10325E-0
	.85419E-01	.55195E+00			
52E+01	-.36399E+00	-.23700E+01	-.26823E+00	-.17143E+01	.16614E+00
	.39124E+00	.25427E+01			
271E+00	-.12669E+00	-.83828E+00	-.71084E-01	-.46986E+00	.34996E-01
	.42150E-01	.27074E+00			
412E+01	-.38869E+00	-.25301E+01	-.10502E+00	-.68951E+00	.36032E+0
	.20452E+00	.13292E+01			
000E+00	-.12708E+00	-.84073E+00	-.33211E-01	-.22073E+00	.57689E-0
	-.30944E-01	-.20429E+00			
276E+01	-.39064E+00	-.25423E+01	.83172E-01	.53949E+00	.37362E+0
	-.16115E+00	-.10473E+01			
578E+00	-.12343E+00	-.81686E+00	-.44279E-02	-.35690E-01	.27924E-0
	-.69493E-01	-.45480E+00			
390E+01	-.36945E+00	-.24040E+01	.25343E+00	.16459E+01	.19710E+0
	-.38792E+00	-.25209E+01			
213E-01	-.11766E+00	-.77934E+00	.11063E-01	.64976E-01	-.10551E-0
	-.53771E-01	-.35265E+00			

2165E+00	.31458E-01	.20193E+00	.97564E-01	.63221E+00	.11154E+
	.68879E-01	.44673E+00			
8	.15736E+00	.10227E+01	.34957E+00	92719E+01	.37589E+
24138E+01	.22652E+00	.14729E+01			
24604E+00	.79432E-01	.64384E+00	.58492E-01	37843E+00	-.37614E-
	-.10626E+00	-.69183E+00			
57558E+00	.79042E+00	.25378E+01	.21543E+00	.14007E+01	-.13469E+
	-.37292E+00	-.124240E+01			
1	.30271E-01	.19422E+00	-.75290E-01	-.49113E+00	-.94016E
3273E+00	-.22372E-02	-.16067E-01			
2	.12517E+00	.81350E+00	-.29596E+00	-.19232E+01	-.34982E
22742E+01	.25077E-01	.16205E+00			
3	-.68669E-01	-.44885E+00	-.74087E-01	-.483035E-00	.36714E
33697E+00	.74594E-01	.48367E+00			
4	-.30315E+00	-.19704E+01	-.29084E+00	-.19910E+01	.21558E
4072E+01	.35778E+00	.23255E+01			
5	-.76176E-01	-.49763E+00	.29813E-01	.15167E+00	.53115E
4363E+00	-.53626E-01	-.34959E+00			
6	-.34070E+00	-.22144E+01	.22885E+00	.18563E+01	.29848E-
9398E+01	-.28176E+00	-.18306E+01			
7	-.72725E-02	-.49855E-01	.49364E-01	.1893E+00	-.47608E-
31892E+00	-.31663E-01	-.20708E+00			
8	.46082E-01	.42906E+00	.34470E+00	.00404E+01	-.29537E+
9194E+01	-.15290E+00	-.99454E+00			
9	.37310E-01	.23984E+00	-.19792E-01	-.13048E+00	-.36918E-
4450E+00	.44605E-01	.28868E+00			
10	.38831E+00	.25229E+01	-.15505E+00	-.13070E-01	-.21968E+
4878E+01	.39739E+00	.25624E+01			
11	.17098E-01	.10852E+00	-.43961E-01	-.13762E+00	.25284E-
46269E+00	-.14102E-01	-.92783E-01			
12	.29071E+00	.13041E+01	-.37882E+00	-.23621E+01	.35818E+
33271E+01	-.14744E+00	-.95768E+00			
13	-.17710E-01	-.11763E+00	-.87578E-02	-.58853E-01	.67277E-
82137E-01	-.24735E-01	-.16179E+00			
14	-.25207E+00	-.16378E+01	.77845E-01	.53540E+00	.11666E+
5808E+00	-.28535E+00	-.18547E+01			
15	-.23278E-01	-.15381E+00	.58946E-02	.3920E-01	-.16781E-
41062E+00	.54413E-02	.34170E-01			
16	-.37237E+00	-.24193E+01	.39536E+00	.28694E+01	-.39319E+
25547E+01	.36807E+00	.23919E+01			
17	-.17544E-01	-.11655E+00	-.19469E-03	-.31314E-02	-.10762E-
41509E-01	-.23120E-03	-.26931E-02			
18	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+
9000E+00	.00000E+00	.00000E+00			

(S2)	.77877E-02 .37163E-02	.57043E-02	.4465
(S)	.55448E+00 .38303E+00	.47455E+00	.4207
(H2)	.18035E+01 .26107E+01	.21073E+01	.2378
(1/S)	.11332E+02 .16404E+02	.13240E+02	.1493

9	10	11
12		

IB	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	VECT.PROPR
TRANSF	---VECT.PROPR	VECT.TRANSF			
	-.23007E-06	-.89444E-03	-.22345E-06	-.65003E-03	-.17615E-06
37E+03	.14360E-06	.36035E-03			
	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
00E+00	.00000E+00	.00000E+00			
	-.12485E+00	-.81293E+00	-.10435E+00	-.67941E+00	-.76676E-01
18E+00	.64219E-01	.41818E+00			
	-.32410E+00	-.21090E+01	-.27127E+00	-.17045E+01	-.19922E+00
58E+01	.16684E+00	.10855E+01			
	.10733E+00	.69697E+00	.12319E+00	.80003E+00	.10872E+00
44E+00	.10150E+00	-.65980E+00			
	.33102E+00	.21820E+01	.37163E+00	.24109E+01	.32039E+00
92E+01	-.30151E+00	-.19610E+01			
	-.63215E-02	-.41906E-01	-.76697E-01	-.49503E+00	-.10560E+00
22E+00	.12073E+00	.78551E+00			
	-.20131E-01	-.13053E+00	-.24667E+00	-.16073E+01	-.33063E+00
07E+01	.38671E+00	.25148E+01			
	-.91807E-01	-.59783E+00	-.10772E-01	-.70803E-01	.65480E-01
02E+00	-.11530E+00	-.74928E+00			
	-.31233E+00	-.20307E+01	-.21488E-01	-.14003E+00	.26611E+00
93E+01	-.42103E+00	-.27375E+01			
	.85263E-01	.55315E+00	.67911E-01	.44079E+00	-.20506E-01
50E+00	.10297E+00	.68980E+00			
	.36492E+00	.23715E+01	.27923E+00	.18153E+01	-.80694E-01
84E+00	.41321E+00	.26863E+01			
	-.20843E-01	-.13625E+00	-.86944E-01	-.56575E+00	-.25446E-01
03E+00	-.79115E-01	-.51386E+00			
	-.95664E-01	-.62106E+00	-.39206E+00	-.25401E-01	-.10402E+00
88E+00	-.37572E+00	-.24422E+01			
	-.53379E-01	-.34797E+00	.53367E-01	.34603E+00	.49097E-01
70E+00	.60292E-01	.39224E+00			

.87+01	.21215E+00 .33168E+00	.16236E+01 .20907E+01	.36903E+00	1.0000	.18637E+01
.9E+00	.57324E+01 -.38082E+01	.37351E+00 -.24709E+00	.12403E+01	.81108E+01	-.16687E+01
1.4E+01	.39695E+00 -.26058E+00	.25795E+01 -.16931E+01	-.78781E+01	.51117E+00	-.30024E+00
1.8E+00	-.28402E+01 .28470E+01	.14324E+00 .15896E+00	.27706E+01	.10000E+00	.18032E+01
1.9E+01	-.20068E+00 .20014E+00	.12555E+01 .13006E+01	.18873E+00	.10000E+01	.20149E+00
2.0E+00	-.20007E+01 .11435E+01	-.10101E+00 -.73614E+01	.32720E+01	.21100E+00	.21100E+01
2.4E+01	.600E+00 .14391E+00	-.9327E+00 -.93195E+00	.37173E+00	1.0000	.15811E+00
2.7E+00	.21158E+01 .16500E+01	.14800E+00 .47628E+01	.26704E+01	1.0000	
2.9E+01	.3E+00 .92127E+01	.23035E+01 .57932E+00	.79543E+00	1.0000	.18431E+00
3.4E+01	.11E+01 .43311E+00	.70E+01 .26169E+00	.34933E+00	1.0000	
3.8E+01	-.33179E+00 .84413E+01	.20305E+01 .39737E+00	.25001E+00	1.0000	
4.0E+01	-.31159E+00 .10145E+00	.14000E+01 .71055E+00	.34941E+01	1.0000	
4.2E+00	.10E+00 .00000E	.00000E+00 .00000E	.00000E+00	1.0000	

R(82)	.32045E+02 .25479E+02		.108763E+01		
(8)	.35568E+00 .31715E+00		.33710E+00		
(82)	.28115E+01 .31531E+01		.27667E+01		.17000E+01
(1/8)	.17665E+02 .15911E+02		.18626E+01		.19700E+01

.80E 13

LIB	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	LIB
T.TRANSF	VECT.PROPR	VECT.TRANSF			
	-.26707E+01	+.37174E+00			
2	.00000E+00	.00000E+00			
	-.26701E+01	-.40083E+00			
	.93053E-02	-.70394E-01			

- .26716E+01	- .40627E+00
.52911E-02	- .85859E-01
- .26668E+01	- .37164E+00
.20129E-01	.21431E-01
- .26668E+01	- .36991E+00
.19917E-01	.30780E-01
.26675E+01	- .37045E+00
.17347E-01	.24823E-01
- .1700E+01	- .38433E+00
.4710E-02	- .35208E-01
- .16689E+01	- .37504E+00
.1976E-01	.11214E-01
- .16690E+01	- .37396E+00
.11299E-01	.17450E-01
- .16683E+01	- .36783E+00
.504E-01	.51815E-01
.1670E+01	- .37333E+00
.7071E-02	.10738E-01
.1708E+01	- .37997E+00
	- .78678E-01
- .26710E+01	- .38268E+00
.5524E-01	- .13438E+00
- .26707E+01	- .38061E+00
.00000E+00	.00000E+00

(S2)	.13974E-06
BF (S)	.23488E-02
(H2)	.42576E+03
(1/S)	.26751E+04

JBL	1	4	2		
JIB	VECT. PROPR	VECT. TRANSF	VECT. PROPR	VECT. TRANSF	VECT. PROPR
D. TRANSF	VECT. PROPR	VECT. TRANSF			
1	-.63897E-04	-.92607E+03	-.49732E-05	-.72350E+02	-.20468E-0
5072E+03	-.21848E-03	-.32453E+03			
2	.40895E-04	.39746E+00	.16179E-04	.85767E-01	.62040E-0
7499E+00	.58708E-04	.82451E-01			
	-.54307E-01	-.78436E+03	.63632E-01	-.61827E+02	-.89561E-0
7061E+03	-.10766E+00	-.27448E+03			
3	-.13793E+00	.40074E+03	.16660E+00	.31743E+02	-.22894E+0
2837E+03	-.27471E+00	.13743E+03			
5	-.92496E-01	-.64924E+03	.10090E+00	-.49928E+02	-.10935E+0
2114E+03	-.87694E-01	-.22802E+03			
	-.24259E+00	.80790E+03	.27277E+00	.70401E+02	-.27920E+0
6338E+03	-.21488E+00	.27337E+03			
	-.11139E+00	-.82780E+03	.10077E+00	-.39590E+02	-.55852E-01
1921E+03	.19164E-01	-.18560E+03			
	-.29856E+00	.12162E+04	.27426E+00	.11213E+03	-.10841E+0
6020E+03	.12095E+00	.41125E+03			
	-.11202E+00	-.41923E+03	.69041E-01	-.30692E+02	.28297E-0
9456E+03	.10225E+00	-.14765E+03			
	-.27673E-00	.16256E+04	.16769E+00	.11113E+03	.13545E+0
4816E+03	.41172E+00	.54902E+03			
	.861E-01	-.32272E+03	.22108E-01	-.27030E+02	.60999E-1
2710E+03	.90251E-01	-.11437E+03			
	-.23828E+00	.20362E+04	-.10623E-01	.10549E+03	.42825E+0
1761E+04	.37100E+00	.68480E+03			
3	-.75453E-01	-.23915E+03	-.23299E-01	-.16594E+02	.10071E+0
4747E+03	.90722E-02	-.85871E+02			
4	-.14523E+00	.24479E+04	-.20660E+00	.29790E+03	.48230E+01
4131E+04	.26947E-01	.81877E+03			
5	-.50947E-01	-.16775E+03	-.53987E-01	-.11225E+02	.65862E-01
29517E+03	-.54103E-01	-.61308E+02			
13	-.78458E-02	.28606E+04	-.35710E+00	.26675E+03	.31695E+01
3492E+04	-.28096E+00	.95313E+03			
	-.29921E-01	-.10854E+03	-.62938E-01	-.69700E+01	.15957E-01
9996E+02	-.49992E-01	-.40364E+02			
3	.12340E+00	.32741E+04	-.40691E+00	.30643E+03	.32138E-01
6848E+04	-.24616E+00	.10899E+04			
7	-.15017E-01	-.62372E+02	-.53033E-01	-.30338E+01	-.17770E-01
2222E+02	-.38838E-02	-.23468E+02			
11	.23951E+00	.36882E+04	-.33180E+00	.34707E+03	-.19979E+01
1211E+04	.97935E-01	.12288E+04			

1	-.86932E-02	-.28577E+02	-.33284E-01	-.13003E+01	-.24642E-0
1406E+02	.28634E-01	-.10767E+02			
2	.32737E+00	.41030E+04	-.14426E+00	.78865E+03	-.24826E+0
3389E+04	.41426E+00	.13677E+04			
3	-.38558E-02	-.73133E+01	-.15189E-01	-.55751E+00	-.14103E-0
6922E+01	.24866E-01	-.24686E+01			
	.37716E+00	.45183E+04	.94332E-01	.43074E+03	-.67449E-0
5784E+04	.38569E+00	.15045E+04			
5	-.47846E-02	.13740E+01	-.65441E-02	-.10067E+01	-.30748E-0
2722E+01	.74737E-02	.17005E+01			
6	.38157E+00	.49313E+04	.29396E+00	.46961E+03	.18300E+0
3363E+04	.42433E-01	.16413E+04			
7	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+0
0000E+00	.00000E+00	.00000E+00			
8	.44684E+00	.55049E+04	.47803E+00	.68416E+03	.40952E-0
2145E+04	-.29066E+00	.16612E+04			

.FR(S2)	.64083E-01		.27135E-01		.11
	.10212E-01				
.FR(S)	.15906E+01		.10350E+01		
0	.63494E+00				
PK(H2)	.62871E+00		.96618E+00		.12
1	.15750E+01				
9(1/8)	.39503E+01		.60707E+01		.7
	.98958E+01				

.SOL

6

8

VECT. PROPR	VECT. TRANSF	VECT. PROPR	VECT. TRANSF	VECT. PROPR	VECT. TRANSF
1	-.84956E-03	-.11060E+04	-.54500E-03	-.30000E+03	-.12851E-0
1067E+03	-.12823E-03	-.75907E+02			
2	.22445E-03	.31612E+00	.15134E-03	.11219E+00	.22312E-0
3770E-01	.49311E-04	.22392E-01			
3	.21313E-01	-.93824E+03	.14247E+00	-.46411E+03	.15379E+0
33970E+02	.14975E+00	-.62271E+02			
4	.73312E-01	.46347E+03	.38220E+00	.27658E+03	.40170E+0
6302E+02	.39307E+00	.37381E+02			
5	.10732E+00	-.77911E+03	.13523E+00	-.30540E+03	.52151E-0
3722E+02	-.22899E-01	-.52488E+02			
6	.33284E+00	.93163E+03	.37347E+00	.46784E+03	.11636E+0
3398E+02	-.91060E-01	.66348E+02			
7	.14765E+00	-.63609E+03	.56536E-02	-.31532E+03	-.95064E-01
5362E+02	-.10462E+00	-.43202E+02			
8		.13997E+04	-.15076E-01	.69692E+03	-.33758E+0

547E+03	-.33965E+00	.96886E+02				
112E+02	.10021E+00	-.50851E+03	-.57389E-01	-.23218E+03	-.28833E-0	
3604E+03	.33590E+00	.18665E+04	-.21662E+00	92753E+03	-.10843E+0	
954E+02	.24653E-01	-.39507E+03	.13665E-01	-.19510E+03	98596E-0	
343E+03	.71165E-01	.23331E+04	.71712E-01	.11616E+04	.36097E+0	
322E+02	.12451E-02	-.29616E+03	.92133E-01	-.14334E+03	.55765E-0	
304E+03	-.38956E-02	.28016E+04	.42950E+00	965E+00	.15316E+0	
377E+02	.37191E-01	-.21081E+03	.65746E-01	-.10317E+03	-.47332E-0	
3437E+03	.20801E+00	.32726E+04	.31879E+00	.11286E+04	-.31643E+0	
3107E+02	.72949E-01	-.13941E+03	-.92177E-02	-.10342E+02	-.23607E-0	
3256E+03	.45554E+00	.37445E+04	-.98859E-01	91E+04	-.17175E+0	
132E+01	.64000E-01	-.83176E+03	-.25955E-01	-.41066E+02	.15191E-	
335E+03	.41606E+00	.42153E+04	-.18979E+00	1191+04	1343+0	
3974E+01	.29339E-01	-.41244E+02	.99599E-02	-.1	.6531E-0	
3032E+03	.17134E+00	.46851E+04	.18185E+00	.23031E+04	.24633E+0	
329E+01	.37915E-02	-.13539E+02	.24530E-01	-.50075E+01	-.59962E-0	
3484E+03	-.21406E-01	.51560E+04	.45021E+00	137E+04	-.19843E+0	
3607E+01	.77569E-02	.56562E-02	.11222E-01	.18092E+01	-.26641E-0	
3991E+03	.90621E-01	.56279E+04	.20423E+00	.27080E+04	-.21027E+00	
3900E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+0	
3835E+03	.24215E+00	.61540E+04	-.22363E+00	.29144E+04	.24909E+00	
PR(S2)	.84805E-02	.42100E-02	.67379E-02		.52E	

(S) .57861E+00 .51575E+00 .458
.40768E+00
(H2) .17283E+01 .19389E+01 .2187
.24529E+01
(1/S) .10859E+02 .12183E+02 .137
.15412E+02

30L 9 10 1
12

LIB	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	VECT.PROPR	VECT.TRANSF	VECT.PROPR
.TRANSF	VECT.PROPR	VECT.TRANSF			
502E+02	-.59260E-04	-.36606E+02	-.53521E-04	-.20855E+02	-.35438E-04
828E-02	-.25497E-05	.10808E-01	.33687E-04	.82043E-02	-.10146E-04
800E+02	.14018E+00	-.31092E+02	.11854E+00	-.16902E+02	.10059E+01
061E+01	.36398E+00	.15264E+02	.31038E+00	.13027E+02	.23089E+00
580E+02	-.70984E-01	-.27214E+02	-.11539E+00	-.14	.15865E
981E+02	-.23713E+00	.28866E+02	-.34739E+00	.7E+02	
575E+02	-.45715E-01	-.22321E+02	.23971E-01	.7E+02	.717E1E
377E+02	-.15437E+00	.42879E+02	.86170E-01	.30015E+02	.25370E+01
721E+01	.11460E+00	-.17041E+02	.72809E-01	-.80078E+01	-.58909E-02
428E+02	.39399E+00	.61583E+02	.25621E+00	.40008E+02	-.42992E-01
244E+01	-.21861E-01	-.14153E+02	-.96438E-01	-.70153E+01	-.44021E-01
160E+02	-.12757E+00	.74143E+02	-.38752E+00	.45128E+02	-.19067E+00
304E+01	-.52153E-01	-.11074E+02	.41765E-01	-.42007E+01	.88341E-01
497E+02	-.25954E+00	.88848E+02	.21611E+00	.58134E+02	.37095E+00
597E+01	.76842E-01	-.74197E+01	.19390E-01	-.27096E+01	-.60461E-01
	.38363E+00	.10862E+03	.10916E+00	.66737E+02	-.36221E+00

35E+02	1.782E+00	.18566E+02			
	.57657E-02	-.55275E+01	-.62037E-01	-.17813E+01	.41942E-01
63E+01	.42777E-01	.23040E+00			
	-.35513E+01	.12152E+03	-.36609E+00	.72852E+02	.24078E+00
68E+02	.27520E+00	.24261E+02			
	-.33723E+01	-.39278E+01	.36992E-01	-.28304E+00	.94394E-07
69E+01	-.57503E-01	-.96001E-01			
	-.32113E+00	.13529E+03	.35496E+00	.86733E+02	.36624E-07
74E+02	-.37977E+00	.22516E+02			
	.39665E-01	-.20626E+01	-.11783E-01	.18547E+00	-.13994E-01
80E+01	.32445E-01	.65846E+00			
	.35920E+00	.15536E+03	-.99364E-01	.97058E+02	-.21644E+00
84E+02	.48876E+00	.30270E+02			
	.15117E+01	-.13056E+01	-.23381E-01	.60380E+00	.35311E-01
88E+00	-.28731E-01	.38618E+00			
	.39019E-01	.16896E+03	-.22868E+00	.10190E-03	.38260E+01
89E+02	-.30110E+00	.27792E+02			
	-.31943E-02	-.10826E+01	.43258E-02	.10386E+01	.78216E-01
90E+00	.7728E-02	.67177E+00			
	-.35899E-03	.18078E+03	.39124E+00	.11379E+03	-.33483E+00
95E+02	.31909E+00	.35669E+02			
	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00E+00	.00000E+00
100E+00	.00000E+00	.00000E+00			
	.19891E+00	.77259E+03	-.16811E+00	.00E+00	.14988E+00
103E+03	-.11183E+00	-.71637E+01			
P(S2)	.15477E-02		.30996E-01		.00E+00
	.26511E-02				
(S)	.17424E+00		.34981E-01		
	.32352E+00				

Anexa II

REZULTATELE DETERMINĂRILOR
EXPERIMENTALE PRIVIND
CARACTERISTICILE DINAMICE ALE
ACOPERIȘULUI PATINUARULUI NAȚIONAL

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 2.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL TRANSVERSAL
DEPLASARI-FERMA 12
AXELE: J, I, H, G

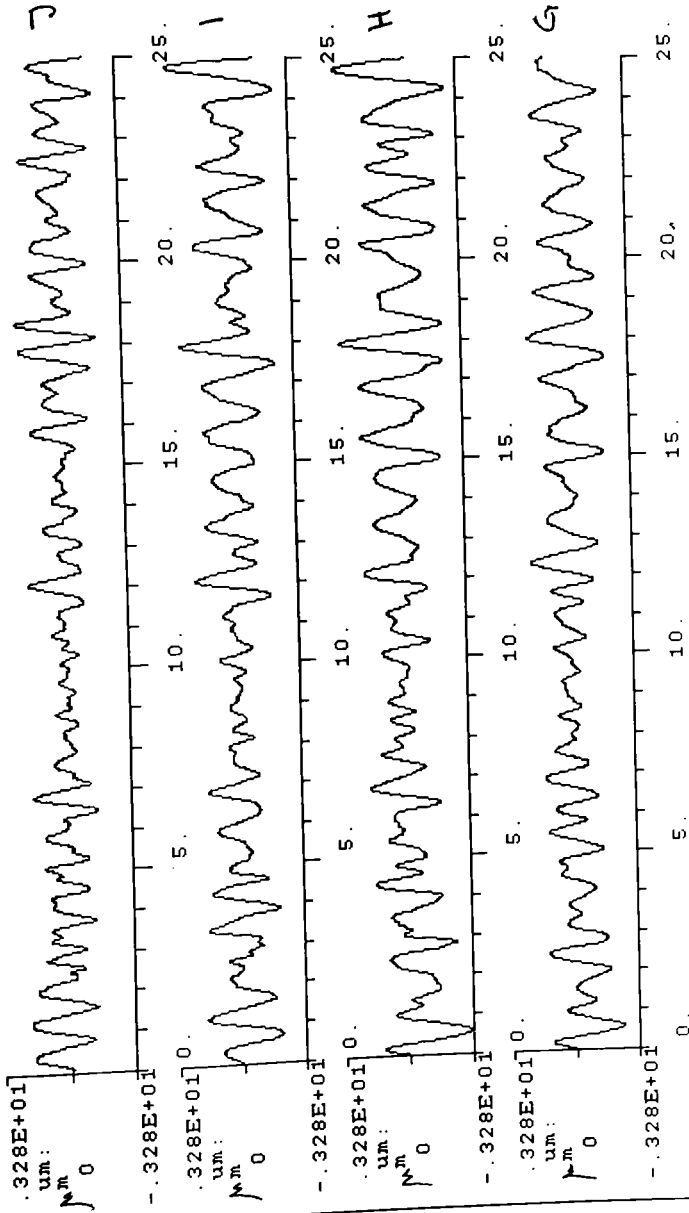


Fig 3.4

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 2.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL TRANSVERSAL
DEPLASARI-FERMA 12
AXELE: J, I, H, G

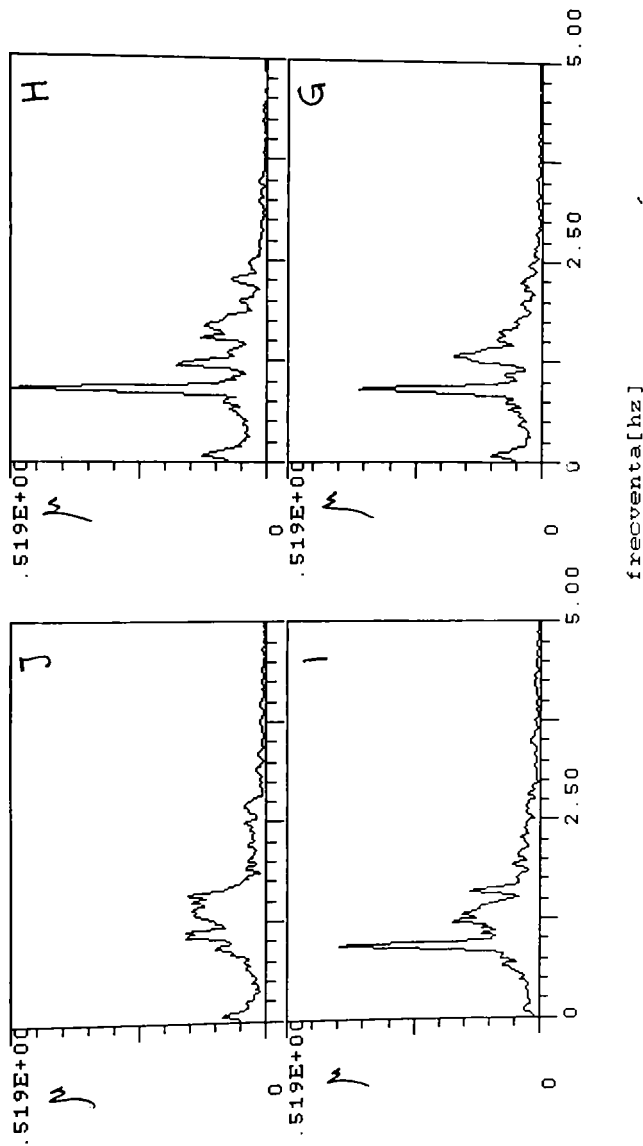


Fig.3.5

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 2.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL TRANSVERSAL
DEPLASARI-FERMA 12
AXELE: I, H, F, E

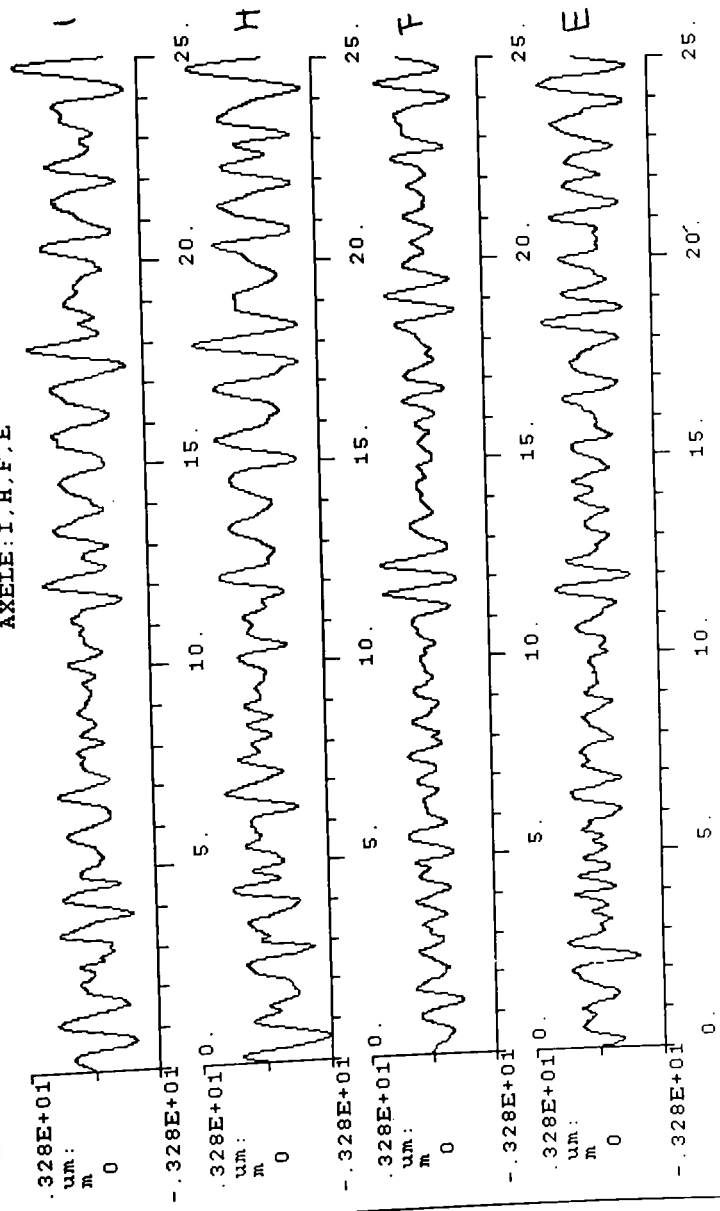


Fig.3.6

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 2.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL TRANSVERSAL
DEPLASARI-FERMA 12
AXELE: I, H, F, E

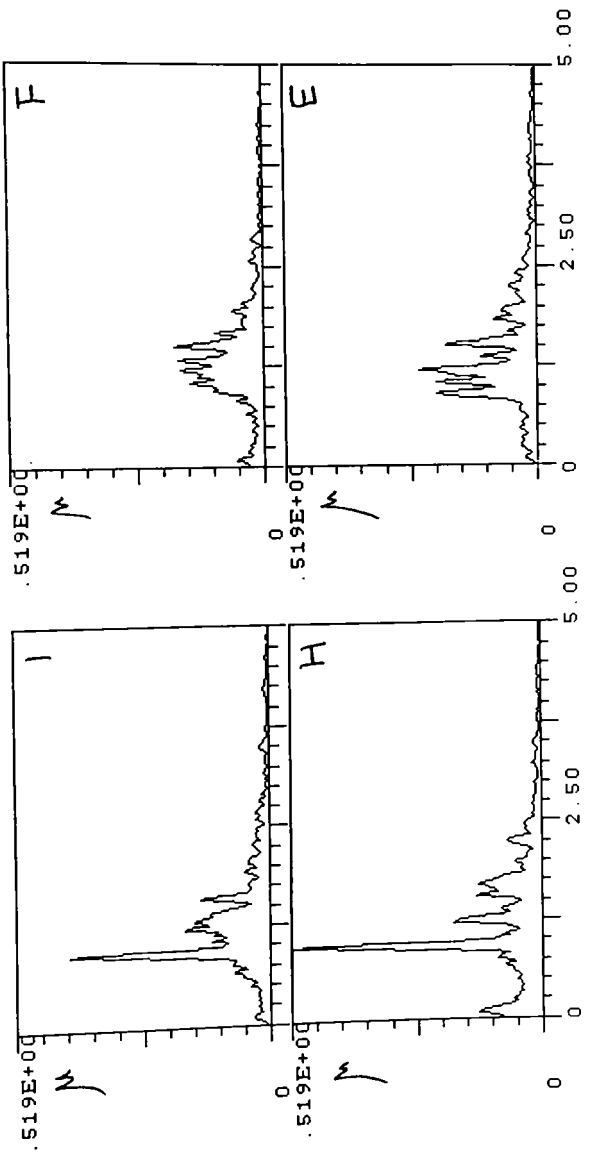


Fig.3.7

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 2.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL TRANSVERSAL
DEFLASARI-FERMA 12
AXELE: I, E

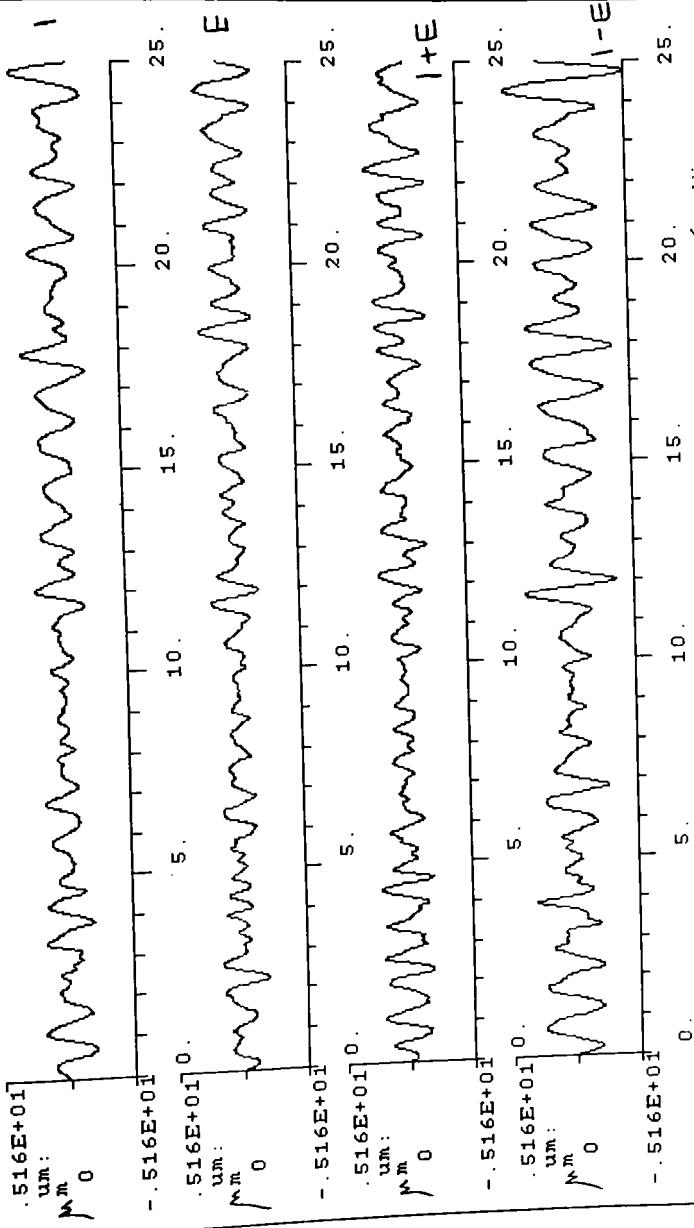


Fig.3.8

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 2.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL TRANSVERSAL
DEPLASARI-FERMA 12
AXELE: I, E

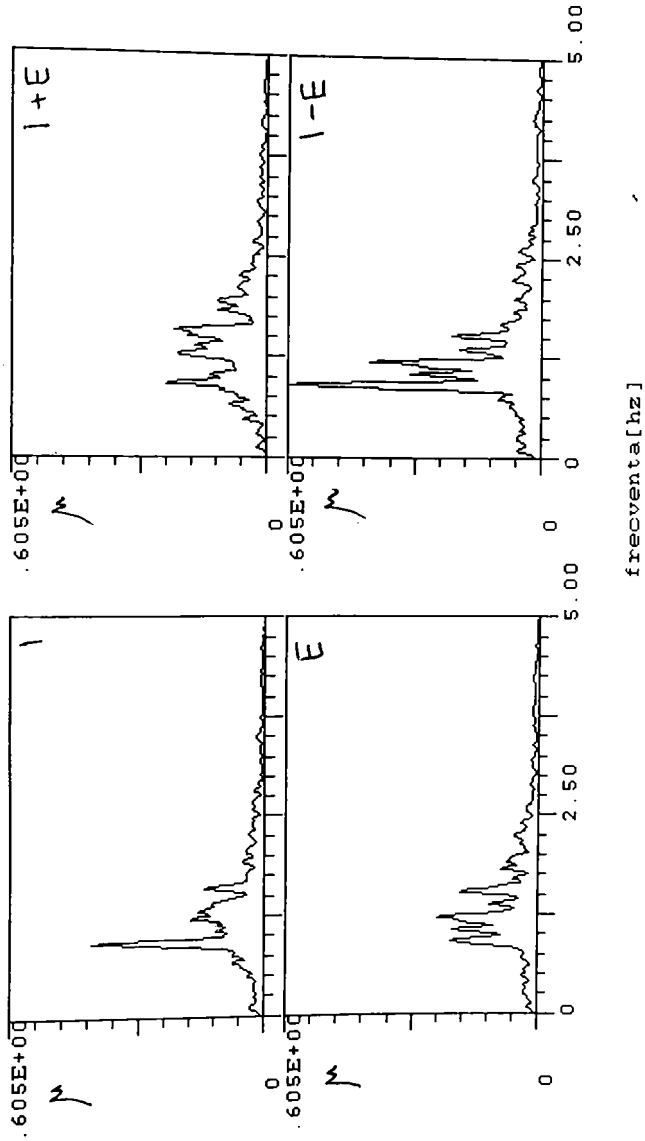


Fig.3.9

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 2.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL TRANSVERSAL
DEPLASARI-FERMA 12
AXELE: H, F.

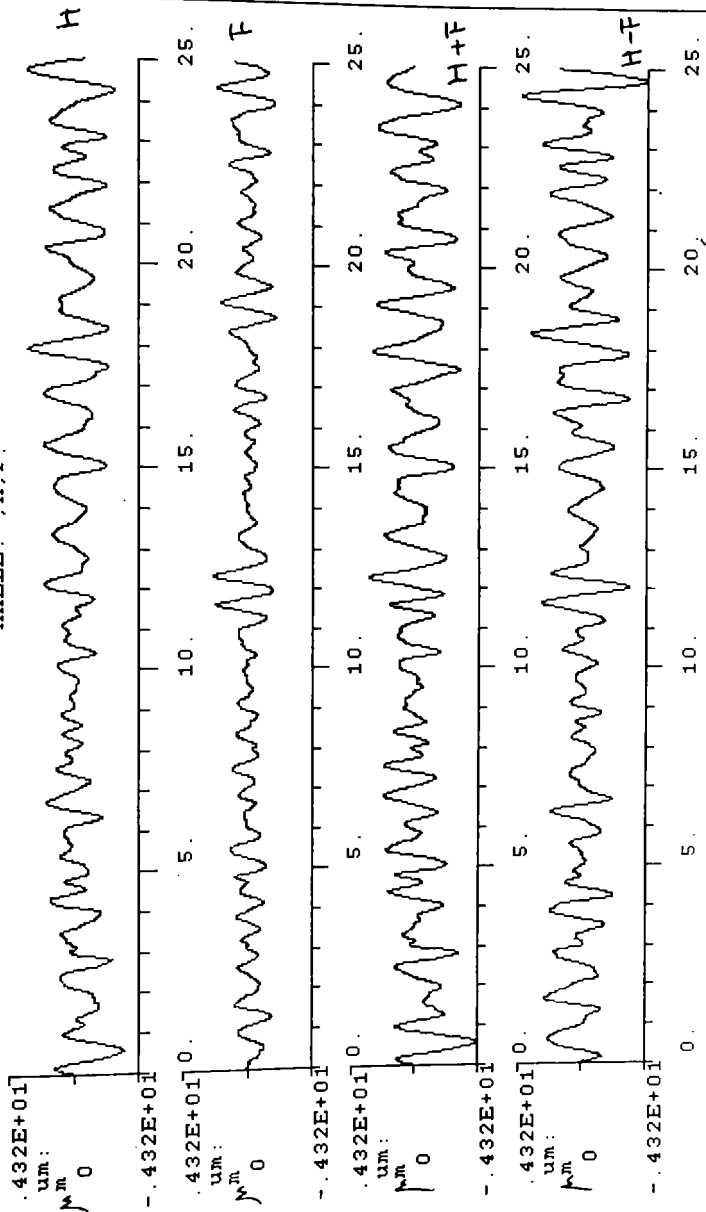


Fig.3.10

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 2.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL TRANSVERSAL
DEPLASARI-FERMA 12
AXELE: H, F

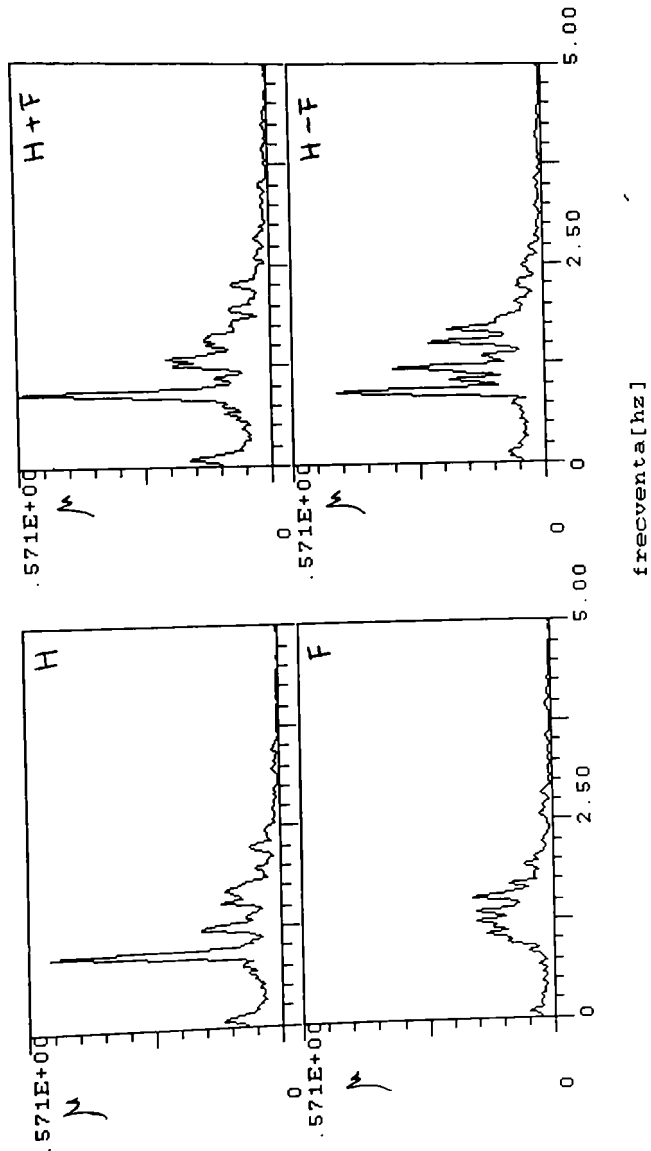


Fig.3.11

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 3.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL LONGITUDINAL
DEPLASARI-AXA G
FERMELE: 1, 3, 5, 7

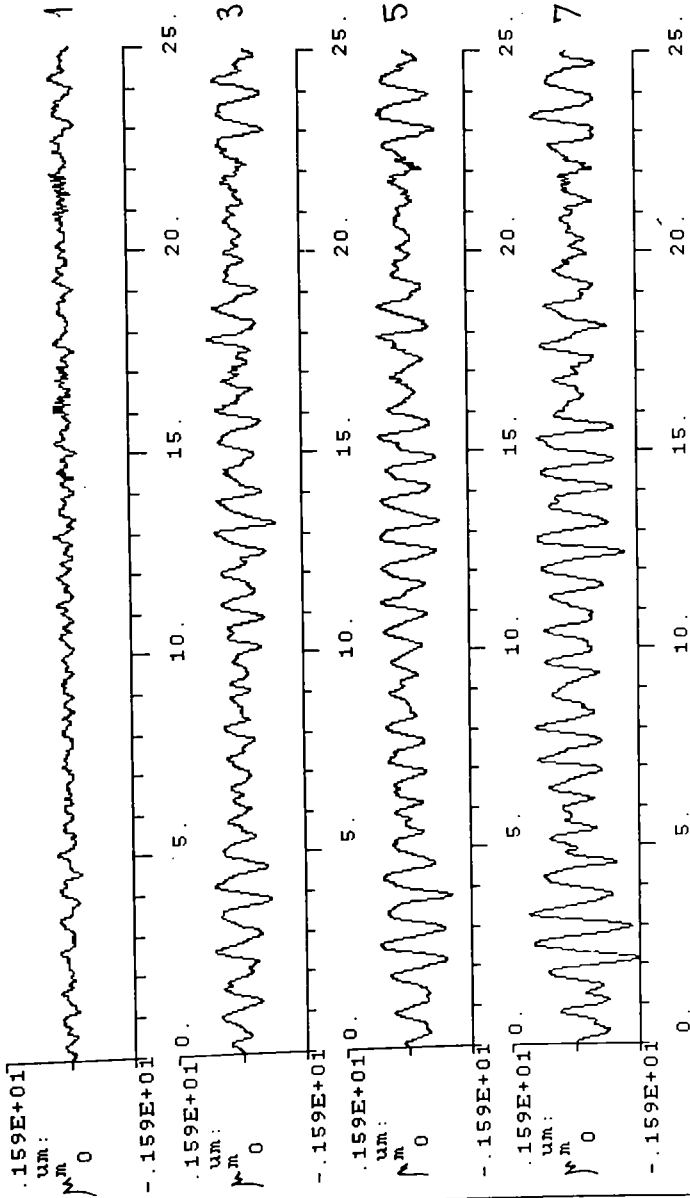


Fig.3.12

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 3.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL LONGITUDINAL
DEFLASARI - AXA C
FERMELE: 1, 3, 5, 7

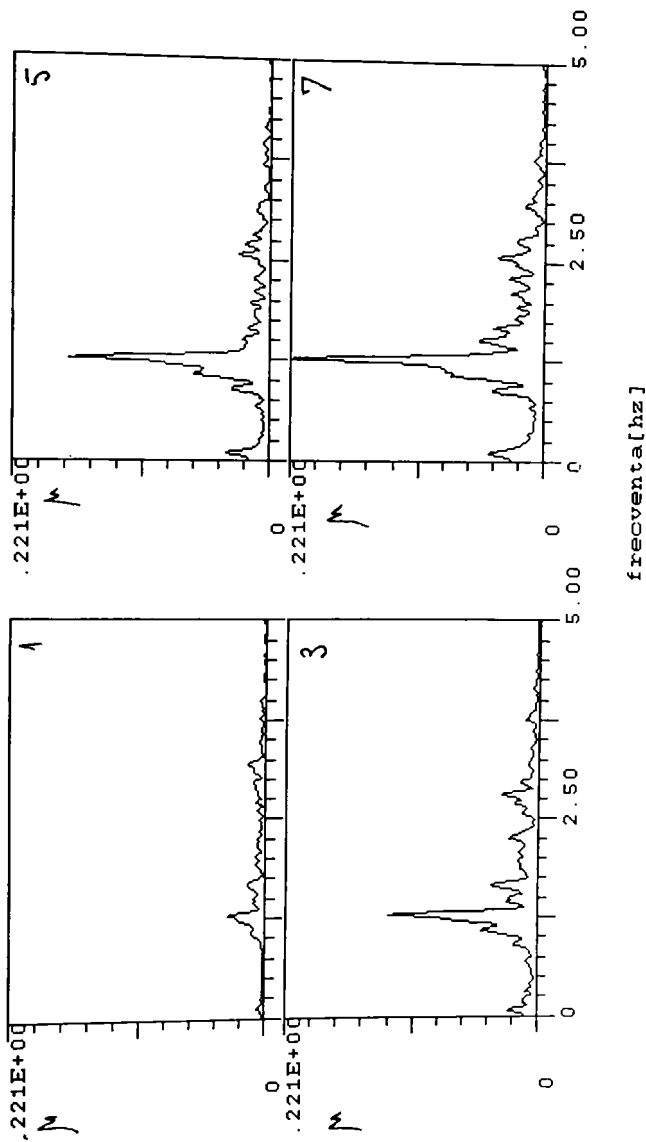


Fig.3.13

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 3.1
ESANTIONUL 2

FATINOARUL NATIONAL
PROFIL LONGITUDINAL
DEFLASARI -AXA G
FERMELE: 1.7.9.12

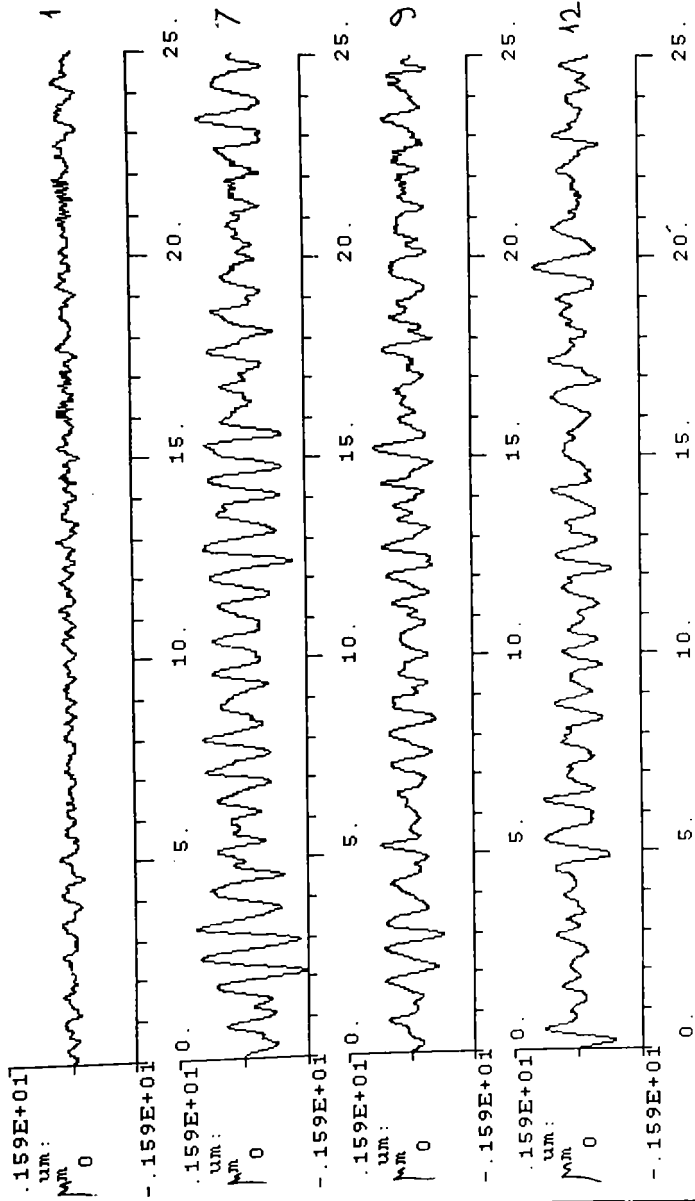
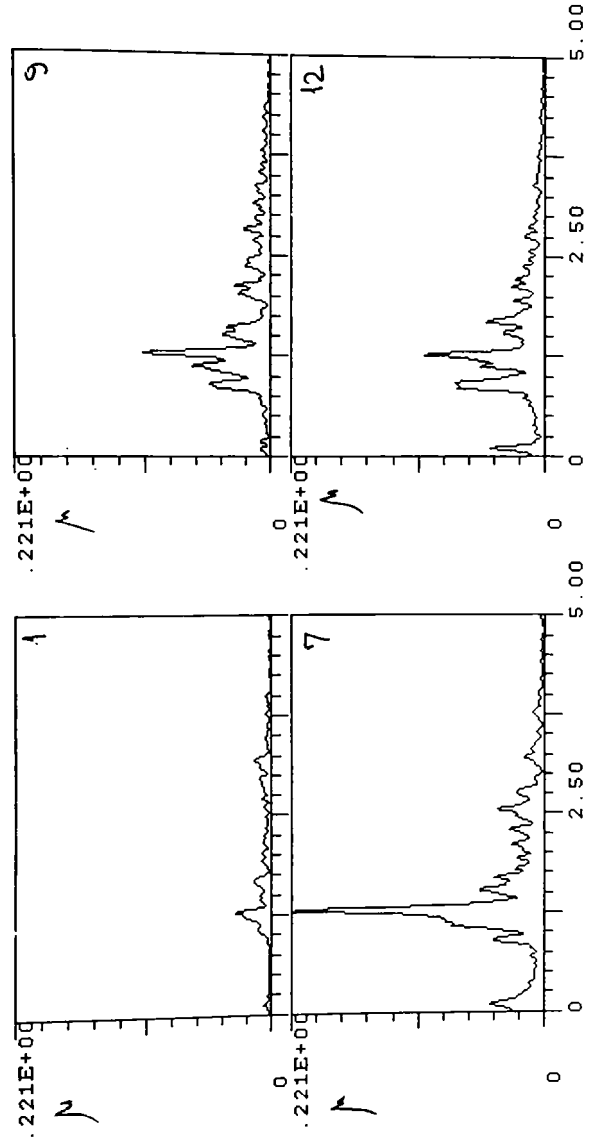


Fig.3.14

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 3.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL LONGITUDINAL
DEPLASARI -AXA G
FERMELE: 1, 7, 9, 12



frecventa[hz]

Fig.3.15

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 4.2
ESANTIONUL 3

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL LONGITUDINAL
DEPLASARI - AXA C
FERMELE: 12, 16, 18, 20

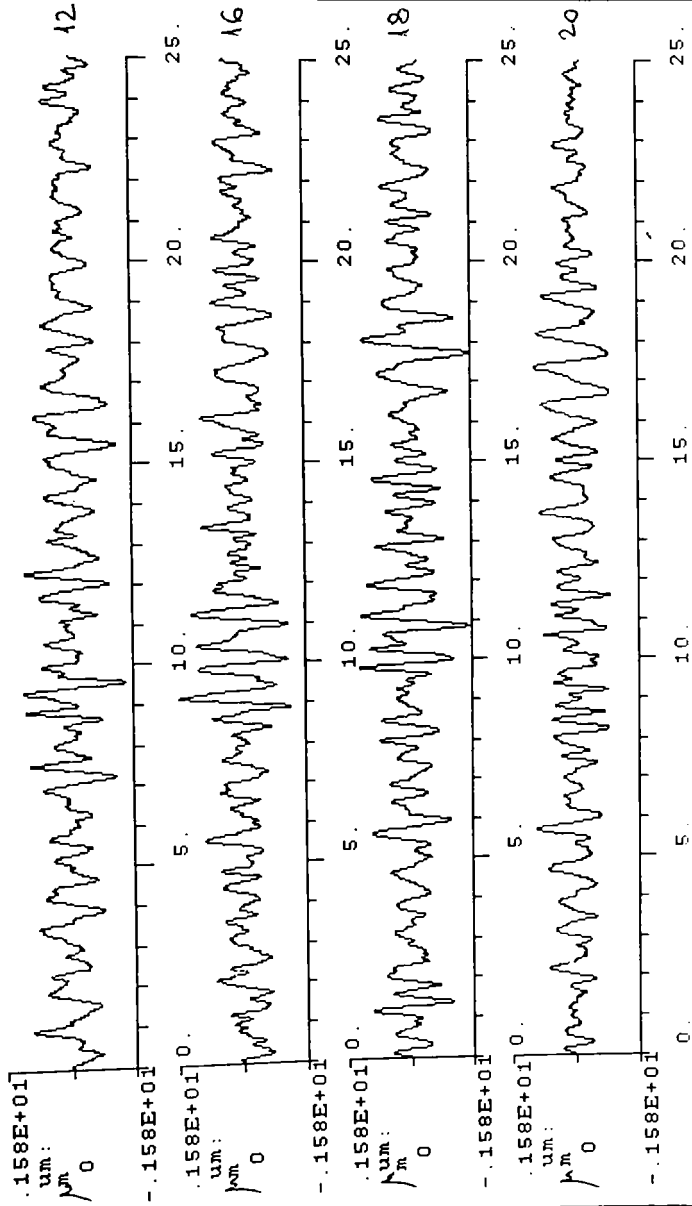


Fig.3.16

INCERC - BUCURESTI
MONTAJUL 4.2
ESANTIONUL 3

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL LONGITUDINAL
DEPLASARI - AXA C
FERMELE: 12, 16, 18, 20

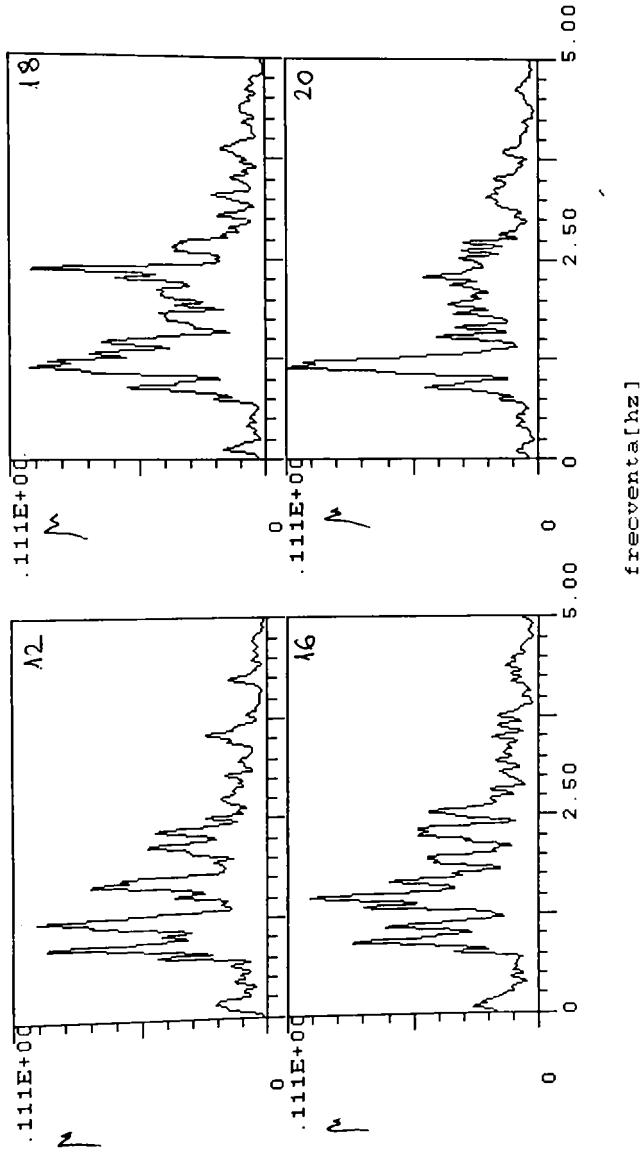


Fig.3.17

INCERC - BUCURESTI
MONTAJ 4.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL LONGITUDINAL
AXA G
FERMELE: 12, 20, 22, 24

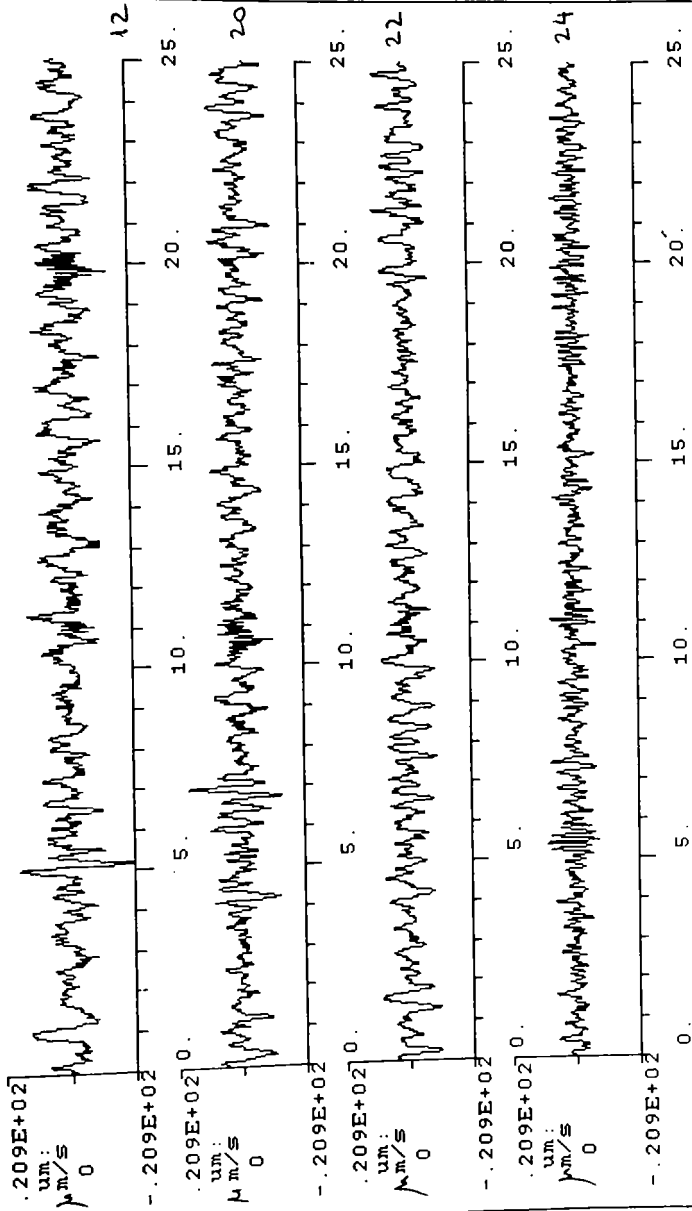


Fig.3.18

INCERC - BUCURESTI
MONTAJ 4.1
ESANTIONUL 2

PATINOARUL NATIONAL
PROFIL LONGITUDINAL
AXA G
FERMELE: 12.20.22.24

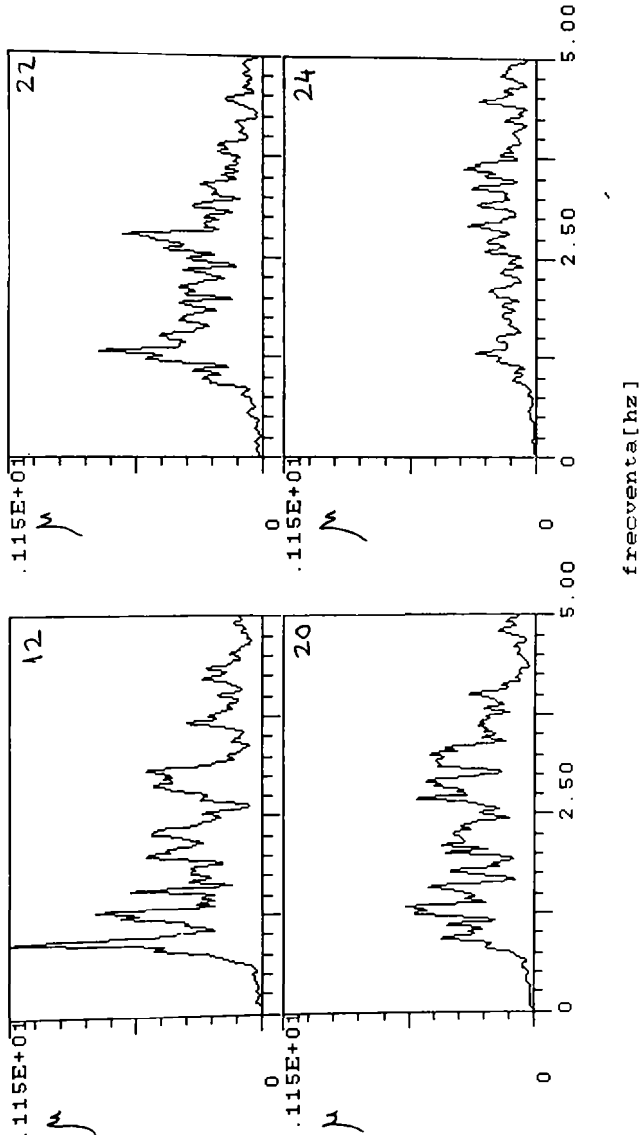


Fig.3.19

Anexa III

BĂNCI DE DATE, REZULTATE DIN CALCULE
ȘI DETERMINĂRI EXPERIMENTALE LA
ACOPERIȘUL SĂLIILOR POLIVALENTE
BUCUREȘTI

**Bănci de date rezultate din calcule și determinări experimentale
pentru acoperișul Sălii Polivalente București**

Eforturi de calcul

**PALATUL SPORTURILORȘI CULTURII -BUCUREȘTI EFORTURI DE
CALCUL PENTRU FERMELE ȘI CABLURILE COMPONENTE
GREUTATE PERMANENTĂ ȘI PRETENSIONARE CALCULATĂ CU
ÎNCĂRCĂRI CLIMATICE STAS 1978**

Tabelul nr.1

Indice fermă	Tip cablu	ETAPA I (cu vechiul plafon)		ETAPA II (fără plafon)		ETAPA III (cu noul plafon)	
		N_f^c (tf)	$N_{(1)}^c$ (tf)	N_f^c (tf)	$N_{(1)}^c$ (tf)	N_f^c (tf)	$N_{(1)}^c$ (tf)
1	CP	51,6	8,60	49,3	8,22	71,2	11,87
	CI	16,8	8,00	16,5	8,25	31,2	15,60
2	CP	54,3	9,05	52,1	8,68	75,1	12,52
	CI	17,5	8,75	18,1	9,05	28,1	14,05
3	CP	57,5	9,58	55,1	9,18	62,7	10,45
	CI	19,0	9,50	19,6	9,80	26,1	13,05
4	CP	60,5	10,08	58,1	9,68	73,7	12,28
	CI	20,4	10,20	21,0	10,50	27,5	13,75
5	CP	63,9	10,65	61,6	10,27	80,0	13,33
	CI	22,0	11,00	22,7	11,35	29,5	14,75
6	CP	67,8	11,30	65,4	10,90	81,8	13,63
	CI	23,5	11,75	24,3	12,15	29,8	14,9
7	CP	72,1	12,2	69,8	11,63	74,6	12,43
	CI	25,3	12,65	26,1	13,05	28,2	14,1
8	CP	76,8	12,80	74,4	12,40	76,2	12,70
	CI	27,0	13,5	27,4	13,85	27,9	13,95
9	CP	76,8	12,80	74,4	12,40	76,2	12,70
	CI	27,0	13,5	27,4	13,85	27,9	13,95
10	CP	72,1	12,02	69,8	11,63	75,5	12,58
	CI	25,3	12,65	26,1	13,05	28,4	14,2
11	CP	67,8	11,3	65,4	10,9	74,8	12,47
	CI	23,5	11,75	24,3	12,15	28,8	14,4
12	CP	63,9	10,65	61,6	10,27	74,1	12,35
	CI	22,0	11,00	12,7	11,35	29,3	14,65
13	CP	60,6	10,08	58,1	9,68	73,3	12,22
	CI	20,4	10,2	21,0	10,5	29,8	14,9
14	CP	57,5	9,58	55,1	9,18	72,6	12,1
	CI	19,0	9,5	19,6	9,8	30,3	15,15
15	CP	54,3	9,05	52,1	8,68	71,9	11,98
	CI	17,5	8,75	18,1	9,05	30,7	15,35
16	CP	51,6	8,6	49,3	8,22	71,2	11,87
	CI	16,0	8,0	16,5	8,25	31,2	15,6

NOTA:

CP = cabluri portante; CI = cabluri întinzătoare

 N_f^c = efort de calcul în talpa portantă sau întinzătoare a unei ferme $N_{(1)}^c$ = efort de calcul în cablul portant sau întinzător al unei ferme $N_{(1)}^c = N_f^c / 6$ pentru CP și $N_{(1)}^c = N_f^c / 2$ pentru CI

Eforturi măsurate

PALATUL SPORTURILOR ȘI CULTURII - București EFORTURI
MĂSURATE ÎN CABLURILE FERMELOR ETAPA I (plafon vechi
existent) Iulie 1987

Tabelul nr 2

Indice Fermă	Tip cablu	Indice cablu	Eforturi măsurate (tf)				$N_{im}^c =$ $(N_{is}^c + N_{id}^c)/2$ (tf)
			Stânga Sectoare D÷J		Dreapta Sectoare Z÷P		
			Δ_c (μ mm)	N_{is}^c (tf)	Δ_c (μ mm)	N_{id}^c (tf)	
1	CP	1	400	8,0	440	9,5	9,75
		2	420	8,8	490	11,4	10,10
		3	470	10,6	405	8,2	9,40
		4	-	-	365	6,6	6,60
		5	-	-	435	9,3	9,30
		6	-	-	470	10,6	10,60
	CI	1	445	9,7	430	9,2	9,45
		2	460	10,2	450	9,8	10,00
2	CP	1	410	8,4	445	9,7	9,05
		2	380	7,2	515	12,4	9,80
		3	435	9,3	405	8,2	8,75
		4	370	6,8	400	8,0	8,40
		5	405	8,2	410	8,4	8,30
		6	360	6,4	390	7,6	7,0
	CI	1	490	11,4	450	9,8	10,6
		2	480	1,0	450	9,8	10,4
3	CP	1	410	8,4	460	10,2	9,30
		2	415	8,6	470	10,6	9,60
		3	495	11,6	440	9,5	10,55
		4	350	6,0	390	7,6	6,80
		5	450	9,8	360	6,4	8,10
		6	310	4,9	400	8,0	6,45
	CI	1	450	9,8	450	9,8	9,80
		2	465	10,4	430	9,2	9,80
4	CP	1	430	9,2	480	11,0	10,10
		2	430	9,2	480	11,0	10,10
		3	380	7,2	500	11,8	9,50
		4	400	8,0	375	7,0	7,50
		5	400	8,0	460	10,2	9,10
		6	340	5,7	455	10,0	7,85
	CI	1	480	11,0	370	6,8	8,90
		2	460	10,2	380	7,2	8,70
5	CP	1	410	8,4	510	12,2	10,30
		2	490	11,4	480	11,0	11,20
		3	410	8,4	500	11,8	10,10
		4	470	10,6	450	9,8	10,20
		5	370	6,8	450	9,8	8,30
		6	360	6,4	465	10,4	8,40
	CI	1	490	11,4	445	9,7	10,55
		2	530	13,0	410	8,4	10,70

Indice Fermă	Tip cablu	Indice cablu	Eforturi măsurate (tf)				$N_{im}^c =$ $(N_{is}^c + N_{id}^c)/2$ (tf)	
			Stânga Sectoare D÷J		Dreapta Sectoare Z÷P			
			Δ_c (μ mm)	N_{is}^c (tf)	Δ_c (μ mm)	N_{id}^c (tf)		
6	CP	1	425	9,0	475	10,8	9,90	
		2	430	9,2	535	13,2	11,20	
		3	615	8,6	515	12,4	10,50	
		4	430	9,2	435	9,3	9,25	
		5	360	6,4	445	9,7	8,05	
		6	420	8,8	430	9,2	9,0	
	CI	1	415	8,6	330	5,4	7,0	
		2	430	9,2	335	5,6	7,4	
	7	CP	1	380	7,2	425	9,0	8,10
			2	450	9,8	430	9,2	9,50
			3	450	9,8	495	11,6	10,70
			4	410	8,4	415	8,6	8,50
5			440	9,5	455	10,0	9,75	
6			450	9,8	460	10,2	10,0	
CI		1	430	9,2	390	7,6	8,4	
		2	405	8,2	410	8,4	8,3	
8		CP	1	360	6,4	380	7,2	86,8
			2	405	8,2	420	8,8	8,5
			3	470	10,6	515	12,4	11,5
			4	400	8,0	390	7,6	7,8
	5		435	9,3	470	10,6	9,95	
	6		420	8,8	470	10,6	9,70	
	CI	1	355	6,2	350	6,0	6,10	
		2	380	7,2	255	3,5	5,35	
	9	CP	1	410	8,4	400	8,0	8,20
			2	340	5,7	430	9,2	7,45
			3	420	8,8	420	8,8	8,8
			4	430	9,2	470	10,6	9,9
5			440	9,5	410	8,4	8,95	
6			440	9,5	375	7,0	8,25	
CI		1	275	4,0	260	3,6	3,80	
		2	315	5,0	280	4,1	4,55	
10		CP	1	435	9,3	410	8,4	8,85
			2	390	7,6	425	9,0	8,3
			3	430	9,2	425	9,0	9,1
			4	465	10,4	515	12,4	11,4
	5		435	9,3	445	9,7	9,5	
	6		405	8,2	430	9,2	8,7	
	CI	1	415	8,6	185	4,3	6,45	
		2	445	9,7	385	7,8	8,75	
	11	CP	1	430	9,2	440	9,5	9,35
			2	435	9,3	440	9,5	9,40
			3	410	8,4	440	9,5	8,95
			4	465	10,4	440	9,5	9,95
5			420	8,8	410	8,4	8,60	
6			370	6,8	415	8,6	7,7	
CI		1	365	6,6	360	6,4	6,5	
		2	375	7,0	360	6,4	6,7	

Indice Fermă	Tip cablu	Indice cablu	Eforturi măsurate (tf)				$N_{im}^c =$ $(N_{is}^c + N_{id}^c)/2$ (tf)
			Stânga Sectoare D÷J		Dreapta Sectoare Z÷P		
			Δ_c (μ mm)	N_{is}^c (tf)	Δ_c (μ mm)	N_{id}^c (tf)	
12	CP	1	490	11,4	465	10,4	10,9
		2	440	9,5	430	9,2	9,35
		3	390	7,6	445	9,7	8,65
		4	395	7,8	460	10,2	9,00
		5	485	11,2	410	8,4	9,8
		6	395	7,8	400	8,0	7,9
	CI	1	405	8,2	385	7,4	7,8
		2	435	9,3	415	8,6	8,95
13	CP	1	420	8,8	440	9,5	9,15
		2	415	8,6	440	9,5	9,05
		3	430	9,2	480	11,0	10,10
		4	420	8,8	450	9,8	9,30
		5	510	12,2	495	11,6	11,90
		6	380	7,2	400	8,0	7,60
	CI	1	430	9,2	400	8,0	8,60
		2	420	8,8	450	9,8	9,30
14	CP	1	400	8,0	410	8,4	8,20
		2	380	7,2	445	9,7	8,45
		3	440	9,5	420	8,8	9,15
		4	450	9,8	485	11,2	10,50
		5	370	6,8	440	9,5	8,15
		6	445	9,7	405	8,2	8,95
	CI	1	500	11,8	450	9,8	10,80
		2	470	10,6	470	10,6	10,60
15	CP	1	435	9,3	455	10,0	9,65
		2	445	9,7	420	8,8	9,25
		3	400	8,0	435	9,3	8,65
		4	460	10,2	480	11,0	10,60
		5	520	12,6	510	12,2	12,40
		6	450	9,8	490	11,4	10,60
	CI	1	530	13,0	520	12,6	12,80
		2	520	12,6	550	11,8	12,20
16	CP	1	510	12,2	530	13,0	12,60
		2	470	10,6	470	10,6	10,60
		3	-	-	570	14,6	14,60
		4	445	9,7	490	11,4	10,55
		5	490	11,4	490	11,4	11,40
		6	370	6,8	470	10,6	8,70
	CI	1	565	14,4	500	11,8	13,10
		2	565	14,4	455	10,0	12,20

Palatul Sporturilor și Culturii București
EFORTURI MĂSURATE ÎN CABLURILE FERMELOR ETAPA II (fără
plafon) AUG. 1987

Tabelul nr. 3

Indice Fermă	Tip cablu	Indice cablu	Eforturi măsurate (tf)				$N_{m}^c =$ $(N_{is}^c + N_{id}^c)/2$
			Stânga Sectoare D÷J		Dreapta Sectoare Z÷P		
			Δ_c (μ mm)	N_{is}^c (tf)	Δ_c (μ mm)	N_{id}^c (tf)	(tf)
9	CP	1	410	8,4	420	8,8	8,6
		2	340	5,7	400	8,0	6,9
		3	425	9,0	420	8,8	8,9
		4	410	8,4	440	9,5	9,0
		5	410	8,4	370	6,8	7,6
		6	420	8,8	350	6,0	7,4
	CI	1	245	3,2	260	3,6	3,4
		2	280	4,1	260	6,6	3,9
10	CP	1	435	9,3	420	8,8	9,1
		2	400	8,0	450	9,8	8,9
		3	435	9,3	430	9,2	9,2
		4	475	10,8	520	12,6	11,7
		5	450	9,8	450	9,8	9,8
		6	420	8,8	425	9,0	8,9
	CI	1	345	5,9	280	4,1	5,0
		2	400	8,0	410	8,4	8,2
11	CP	1	450	9,8	420	8,8	9,3
		2	455	10,0	405	8,2	9,1
		3	420	8,8	410	8,4	8,6
		4	430	9,2	405	8,2	8,7
		5	390	7,6	380	7,2	7,4
		6	340	5,7	390	7,6	6,7
	CI	1	330	5,4	360	6,4	5,9
		2	340	5,7	365	6,6	6,2
12	CP	1	490	11,4	460	10,2	10,8
		2	420	8,8	435	9,3	9,1
		3	360	6,4	455	10,0	8,2
		4	370	6,8	430	9,2	8,0
		5	445	9,7	390	7,6	8,7
		6	395	7,8	370	6,8	7,3
	CI	1	375	7,0	365	6,6	6,8
		2	385	7,4	410	6,4	7,9
3	CP	1	410	8,4	450	9,8	9,1
		2	380	7,2	440	9,5	8,4
		3	420	8,8	470	10,6	9,7
		4	425	9,0	450	9,8	9,4
		5	525	12,8	500	11,8	12,3
		6	385	7,4	410	8,4	7,9
	CI	1	420	8,8	380	7,2	8,0
		2	415	8,6	415	8,6	8,6
14	CP	1	410	8,4	380	7,2	7,8
		2	370	6,8	410	8,4	7,6
		3	470	10,6	402	8,2	9,4

Indice Fermă	Tip cablu	Indice cablu	Eforturi măsurate (tf)				$N_{m}^e =$ $(N_{is}^e + N_{id}^e)/2$ (tf)
			Stânga Sectoare D÷J		Dreapta Sectoare Z÷P		
			Δ_c (μ mm)	N_{is}^e (tf)	Δ_c (μ mm)	N_{id}^e (tf)	
		4	450	9,8	460	10,2	10,0
		5	365	6,6	420	8,8	7,7
		6	430	9,2	400	8,0	8,6
	CI	1	470	10,6	445	9,7	10,2
		2	450	9,8	430	9,2	9,5
15	CP	1	425	9,0	440	9,5	9,3
		2	430	9,2	400	8,0	8,6
		3	410	8,4	430	9,2	8,8
		4	410	8,4	450	9,8	9,1
		5	525	12,8	520	12,6	12,7
		6	460	10,2	495	11,6	10,9
	CI	1	530	13,0	510	12,2	12,6
2		485	11,2	490	11,4	11,3	
16	CP	1	525	12,8	545	13,6	13,2
		2	485	11,2	510	12,2	11,7
		3	-	-	570	14,6	14,6
		4	410	8,4	400	8,0	8,2
		5	465	10,4	440	9,5	10,0
		6	310	4,9	390	7,6	6,3
	CI	1	560	14,2	530	13,0	13,6
2		550	13,8	490	11,4	12,6	

PALATUL SPORTURILOR ȘI CULTURII - BUCUREȘTI
EFORTURI MĂSURATE ÎN CABLURILE FERMELOR -
ETAPA III (cu plafon nou) DECEMBRIE 1987

Tabelul nr.4

Indice Fermă	Tip cablu	Indice cablu	Eforturi măsurate (tf)				$N_{un}^e = (N_{is}^e + N_{id}^e) / 2$
			Stânga Sectoare D÷J		Dreapta Sectoare Z÷P		
			Δ_c (μmm)	N_{is}^e (tf)	Δ_c (μmm)	N_{id}^e (tf)	(tf)
1	CP	1	400	10,00	370	9,00	9,50
		2	430	10,86	400	10,00	10,40
		3	460	11,83	340	8,00	9,90
		4	-	-	340	8,00	8,00
		5	435	11,00	390	9,67	10,30
		6	470	12,16	435	11,00	11,60
	CI	1	430	10,90	360	8,67	9,80
		2	475	12,30	390	9,67	11,00
2	CP	1	400	10,00	410	10,30	10,15
		2	415	10,44	495	13,00	11,70
		3	370	9,00	-	-	9,00
		4	330	7,72	380	9,33	8,50
		5	365	9,83	380	9,33	9,60
		6	305	7,00	375	9,16	8,10
	CI	1	515	13,60	360	8,67	11,10
		2	485	12,70	335	7,86	10,30
3	CP	1	430	10,85	435	11,00	10,90
		2	445	11,33	440	11,16	11,20
		3	480	12,50	395	9,83	11,20
		4	365	8,83	350	8,33	8,60
		5	480	12,50	280	6,16	9,30
		6	340	8,00	380	9,33	8,70
4	CI	1	450	11,50	350	8,33	9,90
		2	480	12,50	325	7,58	10,00
	CP	1	445	11,33	380	9,33	10,33
		2	450	11,50	450	11,50	11,50
		3	410	10,30	410	10,30	10,30
		4	400	10,00	300	6,83	8,40
CI	5	400	10,00	410	10,30	10,15	
	6	310	7,14	350	8,33	7,70	
	CI	1	480	12,50	320	7,44	10,00
		2	470	12,20	305	7,00	9,60
5	CP	1	455	11,67	435	11,00	11,30
		2	425	10,72	405	10,14	10,40
		3	440	11,16	425	10,72	10,90
		4	430	10,86	380	9,33	10,10
		5	430	10,86	375	9,16	10,00
		6	460	11,83	365	8,83	10,33
	CI	1	465	12,00	345	8,16	10,10
		2	525	13,90	325	7,58	10,70
6	CP	1	410	10,30	390	9,67	10,00
		2	460	11,83	445	11,33	11,60
		3	400	10,00	410	10,30	10,15
		4	450	11,50	395	9,83	10,70
		5	440	11,16	395	9,83	10,50
		6	370	9,00	395	9,83	9,40

Indice Fermă	Tip cablu	Indice cablu	Eforturi măsurate (tf)				$N_{um}^c =$ $(N_{is}^c + N_{id}^c)/2$
			Stânga Sectoare D÷J		Dreapta Sectoare Z÷P		
			Δ_c (μ mm)	N_{is}^c (tf)	Δ_c (μ mm)	N_{id}^c (tf)	(tf)
	CI	1	385	9,50	255	5,33	7,40
		2	430	10,90	290	6,50	8,70
7	CP	1	400	10,00	385	9,50	9,75
		2	455	11,67	370	9,00	10,30
		3	470	12,16	400	10,00	11,10
		4	430	10,86	365	9,83	10,30
		5	455	11,67	390	9,67	10,70
		6	445	11,33	400	10,00	10,70
8	CI	1	420	10,60	350	8,33	9,50
		2	340	8,00	335	7,86	7,90
	CP	1	385	9,50	350	8,33	8,90
		2	430	10,86	350	8,33	9,60
		3	480	12,50	390	9,67	11,10
		4	395	9,83	365	9,83	9,80
5	455	11,67	355	8,50	10,10		
6	430	10,86	390	9,67	10,30		
9	CI	1	315	7,30	295	6,67	7,00
		2	375	9,20	230	4,58	6,90
	CP	1	405	10,14	435	11,00	10,60
		2	355	8,50	395	9,83	9,20
		3	435	11,00	405	10,14	10,60
		4	435	11,00	465	12,00	11,50
5	455	11,67	395	9,83	10,80		
6	440	11,16	400	10,00	10,60		
	CI	1	215	4,14	240	4,85	4,50
		2	250	5,16	235	4,72	4,90
10	CP	1	465	12,00	380	9,33	10,70
		2	420	10,58	415	10,44	10,50
		3	450	11,50	405	10,14	10,80
		4	450	11,50	420	10,58	11,00
		5	480	12,50	410	10,30	11,40
		6	435	11,00	425	10,72	10,90
	CI	1	365	8,83	265	5,67	7,25
		2	380	9,33	360	8,67	9,00
11	CP	1	450	11,50	400	10,00	10,75
		2	445	11,33	410	10,30	10,80
		3	455	11,67	415	10,44	11,10
		4	505	13,30	405	10,14	11,72
		5	445	11,33	395	9,83	10,60
		6	420	10,60	365	8,83	9,70
	CI	1	300	6,83	295	6,67	6,80
		2	315	7,29	335	7,86	7,60
12	CP	1	390	9,67	400	10,00	9,80
		2	415	10,44	385	9,50	10,00
		3	405	10,14	400	10,00	10,10
		4	435	11,00	425	10,70	10,90
		5	435	11,00	380	9,33	10,20
		6	420	10,58	395	9,83	10,20
	CI	1	350	8,33	325	7,58	8,00
		2	360	8,67	365	8,83	8,80

Indice Fermă	Tip cablu	Indice cablu	Eforturi măsurate (tf)				$N_{m}^e =$ $(N_{is}^e + N_{id}^e) / 2$
			Stânga Sectoare D÷J		Dreapta Sectoare Z÷P		
			Δ_c (μ mm)	N_{is}^e (tf)	Δ_c (μ mm)	N_{id}^e (tf)	(tf)
13	CP	1	475	12,33	420	10,58	11,50
		2	475	12,33	395	9,83	11,10
		3	475	12,33	435	11,00	11,70
		4	465	12,00	420	10,58	11,30
		5	460	11,83	390	9,67	10,80
		6	445	11,33	390	9,67	10,50
	CI	1	430	10,86	340	8,00	9,40
		2	415	10,44	395	9,83	10,10
14	CP	1	445	11,33	375	9,16	10,20
		2	435	11,00	395	9,83	10,40
		3	450	11,50	365	9,83	10,70
		4	465	12,00	390	9,67	10,80
		5	410	10,30	400	10,00	10,15
		6	420	10,60	370	9,00	9,80
	CI	1	455	11,67	390	9,67	10,70
		2	455	11,67	395	9,83	10,75
15	CP	1	445	11,33	390	9,67	10,50
		2	445	11,33	380	9,33	10,33
		3	385	9,50	360	8,67	9,10
		4	495	13,00	445	11,33	12,16
		5	460	11,83	390	9,67	10,80
		6	470	12,16	465	12,00	12,10
	CI	1	530	14,00	455	11,67	12,80
		2	515	13,58	445	11,33	12,50
16	CP	1	480	10,86	440	11,16	11,00
		2	375	9,16	400	10,00	9,60
		3	-	-	425	10,72	10,70
		4	490	12,83	385	9,50	11,20
		5	400	10,00	330	7,72	8,90
		6	360	8,67	340	8,00	8,30
	CI	1	605	16,44	470	12,16	14,30
		2	600	16,30	430	10,86	13,60

PALATUL SPORTURILOR ȘI CULTURII -BUCUREȘTI
ANALIZA COMPARATIVĂ A EFORTURILOR DIN CABLURI
MĂSURATE ÎN ETAPA III (CU NOUL PLAFON) DECEMBRIE 1987
GREUTATE PERMANENTĂ ȘI PRETENSIONARE

Tabelul nr.5

Indice fermă	Tip cablu	$N_{(1)}^c$ (tf)	$N_{(1)}^{c\max}$ (tf)	$N_{(1)}^{c\max}/N_{(1)}^c$ %	$N_{(1)}^{c\min}$ (tf)	$N_{(1)}^{c\min}/N_{(1)}^c$ %	$N_{(1)}^{c\text{med}}$ (tf)	$N_{(1)}^{c\text{med}}/N_{(1)}^c$ %
1	CP	11,87	11,60	97,7	8,00	67,4	9,95	83,83
	CI	15,60	11,00	70,5	9,80	62,8	10,40	66,7
2	CP	12,52	11,70	93,5	8,10	64,7	9,51	76,0
	CI	14,05	11,10	79,0	10,30	73,3	10,70	76,2
3	CP	10,45	11,20	107,2	8,60	82,3	9,97	95,5
	CI	13,05	10,00	76,6	9,90	75,9	9,95	76,2
4	CP	12,28	11,50	93,6	7,70	62,70	9,73	79,2
	CI	13,75	10,00	72,7	9,60	69,80	9,80	71,3
5	CP	13,33	11,30	84,8	10,00	75,00	10,51	78,8
	CI	14,75	10,70	72,5	10,10	68,5	10,40	70,5
6	CP	13,63	11,60	85,1	9,40	69,0	10,40	76,3
	CI	14,90	8,70	58,4	7,40	49,7	8,05	54,0
7	CP	12,43	11,10	89,3	9,75	78,4	10,48	83,7
	CI	14,10	9,50	67,4	7,90	56,0	8,70	61,7
8	CP	12,70	11,00	87,4	8,90	70,1	9,97	78,5
	CI	13,95	7,00	50,2	6,90	49,5	6,95	49,8
9	CP	12,70	11,50	90,6	9,20	72,4	10,55	83,4
	CI	13,95	4,90	35,1	4,50	32,3	4,70	33,7
10	CP	12,58	11,40	90,6	10,50	83,5	10,88	86,5
	CI	14,20	9,00	63,4	7,25	51,1	8,13	57,3
11	CP	12,47	11,72	94,0	9,70	77,8	10,78	86,4
	CI	14,40	7,60	52,8	6,80	47,2	7,20	50,0
12	CP	12,35	10,90	88,3	9,80	79,4	10,20	82,6
	CI	14,65	8,80	60,1	8,00	54,6	8,40	57,4
13	CP	12,22	11,70	95,7	10,50	85,9	11,15	91,2
	CI	14,90	10,10	67,8	9,40	63,1	9,75	65,4
14	CP	12,10	10,80	89,3	9,80	81,0	10,34	85,5
	CI	15,15	10,75	71,0	10,70	70,6	10,73	70,8
15	CP	11,98	12,16	101,5	9,10	76,0	10,83	90,4
	CI	15,35	12,80	83,4	12,50	81,4	12,65	82,4
16	CP	11,87	11,20	94,4	8,30	69,9	9,95	83,8
	CI	11,50	14,30	91,7	13,60	87,2	13,95	89,4

NOTĂ: CP = cabluri portante; CI = cabluri întinzătoare

$N_{(1)}^c$ = efort de calcul într-un cablu (portant sau întinzător) al unei ferme

$N_{(1)}^c = N_r^c / 6$ pentru CP și $N_{(1)}^c = N_r^c / 2$ pentru CI

$N_{(1)}^{c\max}$ = efort maxim măsurat în unul din cele 6 CP (respectiv 2CI) ale unei ferme

$N_{(1)}^{c\min}$ = efort minim măsurat în unul din cele 6 CP (respectiv 2CI) ale unei ferme

$N_{(1)}^{c\text{med}}$ = media eforturilor măsurate $N_r^c = N_r^e / 6$ pentru CP și $N_r^c = N_r^e / 2$ pentru CI