

**UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" DIN TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ**

Ing. Adrian BOTA

**Structuri de poduri din beton
optimizate
prin aplicații informatice**

TEZĂ DE DOCTORAT

**BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA**

**Conducător științific
Prof. Dr. ing. Laurențiu NICOARĂ**

181 624.122
C

1998



*Dedicată lui, celui ce mi-a fost părinte drag,
dascăl priceput și colaboratorul cel mai apropiat*

Prof. Dr. ing. Valentin BOȚA †1998

Aduc mulțumire !

Eminentului Profesor Doctor inginer Laurențiu NICOARĂ, și recunoștință deplină pentru competența, răbdarea și grija cu care m-a îndrumat pe tot parcursul activității de pregătire a tezei de doctorat, pentru înțelegerea și sfaturile bune cu care m-a îndrumat și încurajat în toate momentele de răscruce

Referenților științifici Prof. Dr. ing. Gabriela VIOREL – Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca, Prof. Dr. ing. Ionel-Petre RADU – Universitatea Tehnică de Construcții București și Prof. Dr. ing. Cornel JIVA – Universitatea Politehnică din Timișoara, care, cu un sfat tehnic sau o vorbă de suflet, mi-au fost alături în toți acești ani de pregătire

Și profund omagiu marelui dispărut Profesor emerit inginer Constantin AVRAM, a cărui încredere deplină în reușita mea avea să constituie un imbold neprețuit pentru întreaga mea activitate

Colectivelor de Drumuri și Căi ferate din cadrul Facultății de Construcții și Arhitectură din Timișoara, aceluia care m-au înconjurat cu colegialitate și m-au îndrumat cu competență în munca de cercetare încă din primii ani de dăscălit universitar.

Colectivului Departamentului CCIA din cadrul Facultății de Construcții și Arhitectură din Timișoara, inimoși colegi ce au reușit să-mi înțeleagă și să-mi aprecieze preocupările, susținându-mă cu tărie în momentele de slăbiciune.

Colectivului IPTANA-SEARCH SRL Filiala Timișoara, părtaș la primele mele încercări pe tărâmul proiectării, colaborator plin de nădejde și prieten apropiat.

Colectivului APECC SRL Timișoara, acestor tineri entuziaști, gata oricând să-și sacrifice timpul liber pentru o idee novatoare, lor, celor care m-au sprijinit deplin în dificila misiune de traducere în fapt a concepțiilor mele despre poduri și pasaje

Dirjecției Regionale de Drumuri și Poduri Timișoara, Administratorilor drumurilor locale din județele Timiș și Caraș-Severin, Administratorilor drumurilor municipale din Timișoara, tuturor celor care au înțeles demersurile mele în sensul repunerii în drepturi la nivel european a structurilor de traversare

Familiei mele pline de înțelegere, care, prin dragostea cu care m-a înconjurat permanent, m-a determinat să fac un bun sfârșit această muncă, indisolubil legată de profesie, dar în egală măsură și de pasiune

CUPRINS

Cuprins	3
Introducere	8
Cap. 1. Structuri de traversare – concepții și atitudini	10
1.1. Podul sau drumul?	10
1.2. "Savoir - faire = know - how" în domeniul lucrărilor de artă în Franța	11
1.3. Atitudinea franceză față de construcția de structuri de traversare	14
1.3.1. Structuri de traversare pe șosele	14
1.3.2. Structuri de traversare pe autostrăzi	17
1.3.3. Structuri de traversare pe calea ferată	20
1.3.4. Economicitatea structurii funcție de suprafața construită	22
1.3.5. Evoluția construcției de structuri de traversare între anii 1982 și 1996	23
Cap. 2. Tehnologii pentru realizarea structurilor de traversare din beton precomprimat cu deschideri mai mari de 30 m	25
2.1. Lansarea în deschidere prin rotire	26
2.1.1. Principiul tehnologic	26
2.1.2. Aprecieri asupra tehnologiei	29
2.2. Execuția prin avansare continuă	31
2.2.1. Principiul tehnologic	32
2.2.2. Modalități de precomprimare	35
2.2.3. Avantajele metodei	36
Cap. 3. Tehnica de execuție pe mal a structurilor de traversare și lansarea în deschidere prin împingere	38
3.1. Apecte generale	38
3.1.1. Pași înainte	38
3.1.2. Privire de ansamblu	39
3.2. Aplicabilitate	40
3.3. Sisteme de glisare și ghidare	48

3.4.	Procedee pentru deplasarea longitudinală a tablierului	50
3.4.1.	Tracțiunea cu tije	50
3.4.2.	Tracțiunea cu cabluri	51
3.4.3.	Împingerea cu prese	53
3.5.	Modalități de prefabricare	55
3.5.1.	Tehnologii devenite clasice	55
3.5.2.	Tehnologii noi	57
3.5.2.1.	Prefabricare de tronsoane scurte în cofraje fixe	58
3.5.2.2.	Prefabricare de tronsoane scurte în cofraje mobile	59
3.5.2.3.	Prefabricare în cofraj fix și împingerea în două etape	60
3.5.3.	Tehnologii cu prefabricare în fabrici	62
3.6.	Platforma de prefabricare	63
3.7.	Precomprimarea - aspecte specifice acestor structuri	63
3.8.	Avanbecul - element caracteristic	70
3.8.1.	Utilitatea avanbecului	70
3.8.2.	Avanbecul scurt	71
3.8.3.	Avanbecul lung	72
3.9.	Durata de execuție	73
3.10.	Evaluarea posibilităților de aplicare a tehnologiei de lansare prin împingere în România	73
3.11.	Aprecieri globale	78
3.12.	Pod peste râul Timiș la Sacu, lansat prin împingere	80
3.12.1.	Descrierea funcțională	80
3.12.2.	Structura constructivă	80
3.12.2.1.	Infrastructura	80
3.12.2.2.	Suprastructura	80
3.12.2.3.	Tehnologia de execuție	83
Cap. 4.	Precomprimarea exterioară – eleganță, funcționalitate, durabilitate	85
4.1.	Betoane de înaltă performanță utilizate în domeniul lucrărilor de artă	86
4.1.1.	Avantaje potențiale la folosirea BHP la lucrările de artă	86
4.1.2.	Lucrări de artă din Franța, la care s-a folosit BHP	87
4.1.3.	Particularități la utilizarea betoanelor de înaltă performanță (BHP)	91

4.2.	Precomprimarea exterioră – de la idee la certitudine	93
4.2.1.	Freyssinet – începuturile precomprimării	93
4.2.2.	Precomprimarea exterioră în Germania și influența germană	94
4.2.3.	Structuri realizate în Franța și în alte țări	94
4.2.4.	Concepțiile franceză și americană asupra precomprimării exterioare	97
4.2.5.	Precomprimarea exterioră - soluție pentru podurile lansate prin împingere	98
4.2.6.	Aprecieri asupra retrospectivei precomprimării exterioare	99
4.2.7.	Motivație pentru reintroducerea precomprimării exterioare	99
4.3.	Precomprimarea exterioră - tehnologie actuală	100
4.3.1.	Avantajele precomprimării exterioare	100
4.3.1.1.	Ameliorarea condițiilor de betonare	100
4.3.1.2.	Îmbunătățirea condițiilor de punere în operă a cablurilor de precomprimare	101
4.3.1.3.	Ameliorarea condițiilor de injectare	101
4.3.1.4.	Posibilități de înlocuire	101
4.3.1.5.	Reducerea greutății structurii și îmbunătățirea rezistenței	101
4.3.2.	Dezavantajele precomprimării exterioare	102
4.3.2.1.	Vulnerabilitatea cablajului exterior	102
4.3.2.2.	Dificultăți de pozare a tuburilor de tranzitare în deviatori	102
4.3.2.3.	Dificultăți de manipulare a preselor de tensionare	103
4.3.2.4.	Posibilități limitate de supratensionare a cablurilor exterioare	104
4.3.3.	Aspecte economice	104
4.3.4.	Modalități de protejare anticorozivă	105
4.3.4.1.	Cabluri neînlocuibile	105
4.3.4.2.	Cabluri înlocuibile, protejate cu dublu tubaj	106
4.3.4.3.	Cabluri înlocuibile protejate cu produse ce rămân fluide	107
4.3.4.4.	Cabluri protejate prin galvanizare	108
4.3.4.5.	Cabluri constituite din monotoroane tubate-protejate	109
4.3.4.6.	Cabluri provizorii	111

4.3.4.7.	Puncte de vedere actuale	111
4.4.	Concepția cablajului	112
4.4.1.	Localizarea ancorajelor	112
4.4.2.	Deviatorii	114
4.4.3.	Forma cablajului	120
4.4.4.	Elementele de ancorare deasupra pilei	125
4.4.5.	Influența soluției tehnologice	128
4.5.	Reabilitarea prin precomprimare exterioară a podului peste râul Caraș la Grădinari	129
4.5.1.	Descrierea funcțională	129
4.5.2.	Consolidarea structurii	131
4.5.3.	Elemente de calcul	134
4.5.3.1.	Eforturi unitare în secțiunile caracteristice	135
Cap. 5.	Programe de calcul pentru structuri de traversare	136
5.1.	Informatizarea în proiectare- cercetare, o necesitate !	136
5.2.	Eforturi și deformații la grinzi cu moment de inerție variabil	137
5.2.1.	Mărimi geometrice, sarcini, rezemări	137
5.2.2.	Sisteme de axe	138
5.2.3.	Stabilirea ecuației de echilibru	139
5.2.4.	Stabilirea ecuației de continuitate a deformației	141
5.2.5.	Sistemul de ecuații	142
5.2.6.	Programul de calcul automat	143
5.2.7.	Precizări pentru utilizare	145
5.2.7.1.	Domeniul de utilizare	145
5.2.7.2.	Încărcări	145
5.2.7.3.	Convenția de semne	146
5.2.7.4.	Pregătirea datelor necesare	146
5.2.7.5.	Structura datelor de intrare	147
5.2.7.6.	Interpretarea rezultatelor	148
5.2.7.7.	Lista programului sursă INVAR	148
5.2.7.8.	Exemplu de utilizare a programului INVAR	155
5.3.	Linii de influență pentru grinzi continue cu moment de inerție și secțiune transversală oarecare	157
5.3.1.	Aspecte generale	157
5.3.2.	Caracteristicile grinzii continue	158
5.3.3.	Notatii folosite în programul de calcul	160

5.3.4.	Calculul momentelor de inerție	162
5.3.4.1.	Sețiunea dreptunghiulară	163
5.3.4.2.	Secțiunea casetată	163
5.3.5.	Calculul unghiurilor de rotire pe reazeme	164
5.3.6.	Calculul necunoscutelor X_j	166
5.3.7.	Calculul liniilor de influență ale momentelor încovoietoare	167
5.3.7.1.	Linia de influență η_{ik}^0	167
5.3.7.2.	Momentele de încovoiere m_{ij}	168
5.3.8.	Calculul liniilor de influență pentru forța tăietoare	169
5.3.9.	Calculul liniilor de influență ale reacțiunilor de pe reazeme	170
5.3.10.	Calculul liniilor de influență ale sageții	170
5.3.11.	Programul de calcul	172
5.3.11.1.	Lista programului sursă LINFA	177
5.3.11.2.	Exemplu de utilizare a programului LINFA	191
5.3.11.3.	Interfața cu utilizatorul	197
5.4.	Aplicație INVAR – Pod peste râul Timiș la Albina	201
5.5.	Aplicație LINFA - Pod peste râul Timiș la Albina	206
Cap. 6.	Contribuții originale, aplicabilitate, valorificare	211
6.1.	Contribuții originale	212
6.2.	Aplicabilitatea și valorificarea rezultatelor obținute	213
	Bibliografie	215

Introducere

În vremurile noastre, s-a evidențiat un scepticism, uneori cu tendințe de aversiune, la contactul cu realitățile oferite de tehnica modernă. Din această pricină socotim a fi deosebit de important ca oamenii de concepție, inginerii și în egală măsură arhitecții, să facă eforturi în a concepe lucrări de artă convingătoare și agreabile din punct de vedere estetic, aceasta fiind de fapt contribuția lor majoră la contracararea efectelor acestei adevărate maladii, care din păcate, este în parte justificată.

Se poate constata cu ușurință că există numeroase tratate care abordează probleme specifice structurilor de traversare în domeniul istoricului, calculului de rezistență sau stabilitate, concepției și construcției acestora, dar că lipsesc aproape cu desăvârșire cele care abordează lucrările de artă din punct de vedere estetic.

Structurile de traversare, fie că au fost lucrări primitive care asigurau trecerea peste un curs de apă sau peste o vale adâncă, fie că sunt moderne lucrări de artă cu deschideri importante, au avut menirea de a fascina omul aproape întotdeauna, indiferent de epoca în care se producea acest impact. Și aceasta pentru că realizarea unui pod face apel la cunoștințe vaste, mult curaj și reprezintă dovada capacitații proiectantului și a constructorului de a dirija numeroasele echipe de lucrători spre reușita lucrării.

Construcția podurilor devine cel mai adesea o mare pasiune, o dragoste care rămâne veșnic tânără și entuziastă de-a lungul întregii vieți.

Zecile și sutele de poduri care au fost construite de-a lungul ultimului secol pentru a ne satisface tot mai presantele cerințe de mobilitate, conțin câte ceva din personalitatea proiectantului și a constructorului deopotrivă, fac parte din mediul nostru ambiant.

Unele dintre ele sunt cu adevărat frumoase, altele dimpotrivă, iar nu puține vor rămâne pentru totdeauna în umbra celor care prin impactul lor estetic favorabil asupra utilizatorului, le vor surclasa definitiv.

Structura de rezistență trebuie să aibă o formă pură, inteligibilă, cât mai simplă cu putință, care să genereze permanent impresia de stabilitate și să fie perfect corelată cu materialul din care este realizată.

Deoarece o componentă importantă a frumuseții unei lucrări de artă o constituie armonia proporțiilor tridimensionale în spațiu, nu este suficient ca aceasta să fie concepută corect din punct de vedere static. Este evident faptul că o structură greoaie, respectiv o structură suplă, pot fi rezolvate static tot la fel de corect, dar starea de spirit pe care o induc este de cu totul altă factură. Este specific podurilor a fi judecate prin prisma raportului între înălțimea pilelor și deschiderea suprastructurii.

Utilizarea a numeroase elemente structurale asemănătoare face parte din principiul 'ordine', care crează ritm, generează satisfacție. Dar atenție! Repetarea obsesivă a unor elemente riscă să creeze monotonie și atunci remediul constă numai în introducerea unor elemente diferite.

Există opinii conform cărora frumusețea poate să fie sporită tocmai prin contrastul dintre diversitate și asemănare, altfel spus dintre complexitate și rigurozitate. Acest joc al complexității se poate exprima în cazul construcției podurilor prin modificarea în oarecare măsură a alurii grinzilor deschiderii centrale, în ideea de a obține un efect optic consolidat și de a crea în același timp o diversitate percepută în mod agreabil de către receptor.

Convins că aceste concepte estético-funcționale au o valabilitate perenă, doctorandul și-a dat silința, pe întreaga durată a pregătirii tezei de doctorat, cum de altfel cu fiecare prilej în activitatea de dascăl și proiectant deopotrivă, să introducă în practica curentă structuri, tehnologii și metode de execuție a structurilor de traversare concepute, demne de nivelul tehnologic specific acestui sfârșit de mileniu.

Cap. 1. Structuri de traversare – concepții și atitudini

Un pod este o lucrare de artă care, datorită amplasării și dimensiunilor, provoacă, perioade îndelungate, un impact puternic asupra mediului ambiant.

Această realitate pretinde inginerilor, grijă deosebită față de organizarea și utilizarea materialelor de așa manieră încât să creeze lucrări care, fără să fie prejudiciate de eficacitatea și economicitatea cerute de comunitate, să atingă un înalt nivel estetic.

Cele trei idei:

EFICACITATE, ECONOMIE și ELEGANȚĂ

sunt întotdeauna puncte de referință în cursul diferitelor faze de proiectare.

1.1. Podul sau drumul?

La prima vedere, întrebarea reflectă o nuanță discriminatorie!

Dar, intenția nu este aceea de a stabili care a fost primul (veche dispută, nesoluționată).

Dimpotrivă, se dorește relevarea interdependenței și a gradului de determinare ce se manifestă între cele două tipuri de structuri care, în nenumărate situații, pur și simplu nu ar avea sens ca prezențe singulare.

Cu timp în urmă, amplasamentul podului era acela care dicta traseul drumului, pentru că se încerca întotdeauna să se construiască lucrarea de artă perpendicular pe cursul apei, respectiv pe axa căii ferate, chiar dacă drumul trebuia să fie racordat cu curbe.

Profilul longitudinal era adeseori proiectat ca “spinare de măgar”, aceasta având rolul de a lega două rampe cu declivități destul de pronunțate. În consecință, construcția podurilor devenea posibilă cu mijloacele epocii respective.

Astăzi, într-o cu totul altă viziune, traseul drumului este un factor determinant în conceperea unui pod și constructorul va fi nevoit să accepte această subordonare, cu atât mai mult cu cât este vorba de alegerea unui traseu optim. Această evoluție este rezultatul exigențelor impuse de viteza ridicată de circulație pe de-o parte, și integrarea continuă și uniformă în peisaj a căii rutiere sau feroviare, pe de-altă parte.

La ora actuală, controlul integrării în peisaj a traseului proiectat se face cu ajutorul reprezentărilor tridimensionale prin intermediul calculatorului electronic [88]. Podurile fac parte integrantă din traseu și din această cauză, văzute în plan, ele se găsesc adeseori în curbă, profilul longitudinal adoptând declivitatea, concavitatea sau convexitatea căii de circulație.

1.2. "Savoir - faire = know - how" în domeniul lucrărilor de artă în Franța

Prin acțiunea lor individuală sau colectivă, proiectanți, constructori, beneficiari, finanțatori, au asigurat și asigură perenitatea a ceea ce se poate numi

Școala Franceză a Lucrărilor de Artă

marcată de o dublă tradiție:

- inovație;
- și eleganță.

Cel din urmă este termenul ce vine să sublinieze cu tărie expresia franceză "*Ouvrages d'Art*", utilizată în mod curent pentru a desemna structurile de traversare.

Ca funcțiune primară, de vocație esențial utilitară, un pod este dovada cunoștințelor și sensibilității unei epoci, a unei civilizații. Podurile de la Blois, Garabit, Albert-Louppe sau Brotonne ori Elorn stau și azi mărturie vie a timpurilor lor, mai bine ca orice lung discurs.

Prin materialul din care au fost executate, prin siluetele lor, sau detaliile lor, aceste poduri se armonizează peisajului, sau constituie elementul marcant, cum este "Pont du Gard" sau pasarea "des Arts" la Paris, dacă devin celebre prin pictură.



Foto 1.1 - Podul Blois. Proiect J. V. Gabriel, 1720.

O mie de poduri pe an: este aproape de ceea ce Franța a construit în ultimii ani. Execuția unor lucrări atât de importante nu se poate îndeplini numai datorită "savoir - faire" -ului și colaborării dintre diversele părți interesate: administrația, centrele tehnice, societățile de inginerie, antreprizele, producătorii de utilaje, echipamente și materiale de construcție. Aceasta implică în mod egal și existența unui sistem eficace pentru formarea specialiștilor, în legătură constantă cu aceste părți interesate, anterior nominalizate [102]. Când se vorbește de concepția, de realizarea sau de gestiunea lucrărilor de artă, volumul de cunoștințe acumulate în Franța este de multă vreme pus în slujba străinătății. În lumea actuală, marcată de interdependența crescută a națiunilor, Franța intenționează să

contribuie mai mult la schimburile internaționale prin dezvoltarea comerțului său și prin politica sa de cooperare cu alte țări, în special cu țările în curs de dezvoltare.

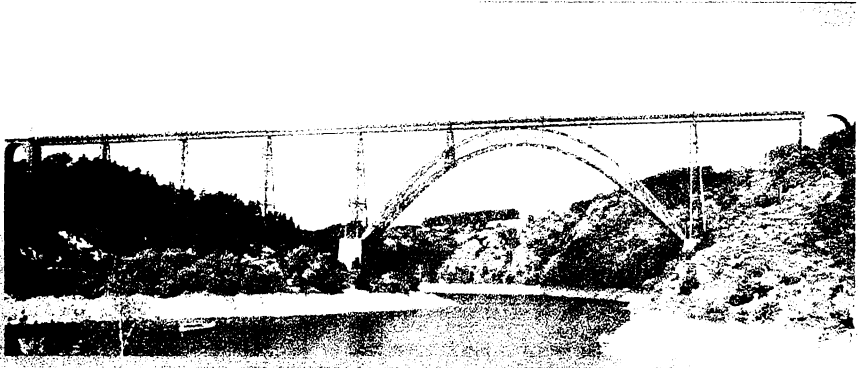


Foto 1.2 - Viaductul Garabit. Proiect Eiffel 1880 - 1884.

Constructorii francezi, în ultimii douăzeci de ani, și-au consacrat eforturile dezvoltării infrastructurii naționale (rețea de autostrăzi, trenuri de mare viteză, metrou), dar au activat și în numeroase țări străine.



Foto 1.3 - Podul Albert-Louppe. Proiect Freyssinet, 1930.

De asemenea ei au acumulat o experiență considerabilă în aceste domenii, care le permite să țină cont de diversitatea de situații, fie că sunt de ordin geografic, economic sau cultural, fie funcție de specificul nevoilor comunității. Ei sunt în general decizi pentru o colaborare deschisă și eficace.

Aceste transferuri de tehnologie sunt asigurate:

- prin acțiuni de formare sau cooperare tehnică, promovate de Guvernul Franței, cum ar fi organizarea de seminare în Franța sau străinătate, primirea de elevi în formare inițială sau complementară în mari școli sau universități, primiri de stagieri, difuzarea de publicații;



Foto 1.4 - Podul Brotonne. 1977.

- prin ansamblul de societăți franceze de inginerie și întreprinderi de lucrări publice, care, foarte frecvent, crează filiale sau se asociază cu parteneri locali, dezvoltând astfel o activitate importantă în domeniul formării mâinii de lucru locale și al transferului de cunoștințe.



Foto 1.5 - Podul Elorn. 1994.

Ca și concretizare a atitudinii franceze față de colaborarea cu România se impune a fi amintite două dintre realizările remarcabile în domeniul reabilitării podurilor:

- consolidarea structurii viaductului Cerna, la Orsova, pe DN 6;
- consolidarea viaductului Ohaba, pe DN 66, lângă Hațeg;

lucrări la care s-a utilizat precomprimarea exterioră în sistem Freyssinet și s-a asigurat asistență tehnică franceză.

Tehnologia franceză în domeniul precomprimării, al rosturilor etanșe, al aparatelor de reazem etc este o prezență permanentă în România prin intermediul firmei mixte Freyrom.

1.3. Atitudinea franceză față de construcția de structuri de traversare

Analiza de față se bazează pe cifre furnizate de către SETRA Paris (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes) pentru anii 1982...1996, cu referire la structurile de traversare (poduri, pasaje, viaducte) destinate traficului rutier, de autostradă și cale ferată. Criteriile de analiză utilizate de către SETRA au fost foarte numeroase, în rândurile ce urmează fiind selectate câteva, cele considerate semnificative, caracteristice pentru viziunea administrației, tehnicienilor și finanțatorilor francezi asupra problemei dotării și dezvoltării infrastructurii pentru transporturi [90, 92, 93, 94, 95, 96, 97].

1.3.1. Structuri de traversare pe șosele

a. Repartiția între structuri curente și necurente

În 1996, deși podurile curente executate au fost mult mai numeroase (95,1 %) decât cele necurente (4,9 %), totuși ca suprafață se poate constata că decalajul se reduce mult, cele necurente reprezentând 27,3 % [97].

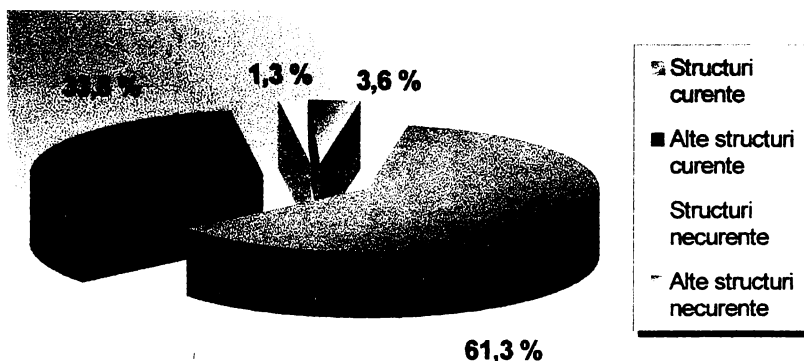


Fig. 1.1 – Structuri de traversare pe șosele – repartiția între lucrări curente și necurente

Deși mai puține, structurile necurente sunt lucrări de mare anvergură (fig. 1.1 și fig. 1.2), desprinzându-se concluzia că traversările importante se rezolvă cu structuri puternic personalizate, adaptate cât mai bine cerințelor estetice dar și funcționale, preferându-se deci soluțiile particulare (necurente) în fața celor tip sau curente.

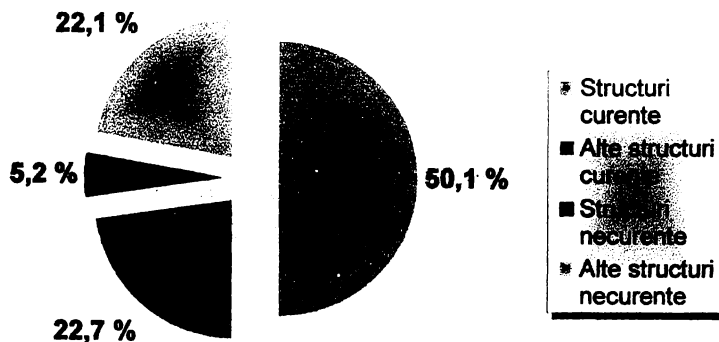


Fig. 1.2 – Structuri de traversare pe șosele – suprafața construită pe tipuri de structuri

b. Distribuția în funcție de deschidere

Cele mai numeroase structuri sunt de mică anvergură, cu deschideri cuprinse între 10 și 20 m, între acestea ponderea mare deținând-o structurile realizate în soluții constructive curente, din beton armat (fig. 1.3) [97].

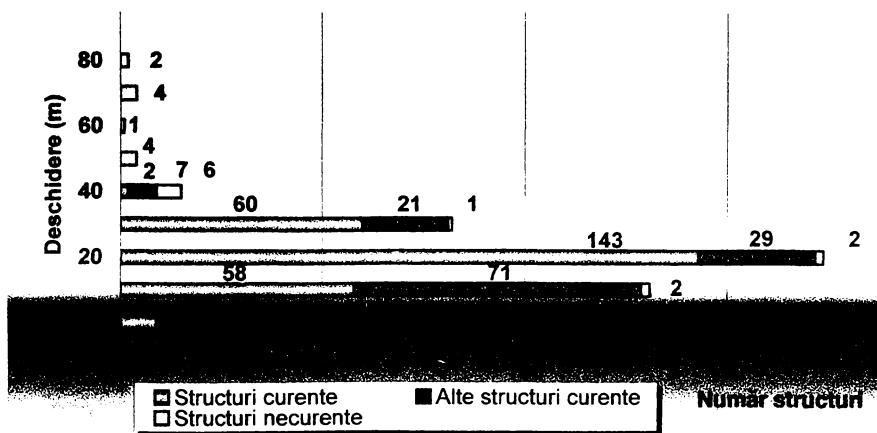


Fig. 1.3 - Structuri de traversare pe șosele – distribuția în funcție de deschidere

Ponderea structurilor curente scade vertiginos odată cu creșterea deschiderii, astfel că pentru travei mai mari de 40 m se folosesc numai structuri considerate ca necurente.

După cum s-a arătat și la paragraful *a.*, aceste structuri sunt puțin semnificative din punct de vedere numeric, deoarece situațiile de traversare dificile care impun soluții constructive aparte, nu pot avea o răspândire la fel de mare ca și cele obișnuite, care necesită deschideri de 5 la 30 m și care reprezintă 87 % din totalul recenizat.

În anul 1996, constructorii francezi au executat, pentru șosele 444 structuri de traversare, ce au totalizat 13 431 m lungime, respectiv o suprafață de 168 576 m², în diverse soluții constructive.

c. Repartiția în funcție de materialul utilizat

Din analiza datelor înscrise în tabelul 1.1, se constată că structurile realizate din beton precomprimat sunt cele mai însemnate, totalizând o suprafață construită ce reprezintă 40,9 %, față de cele din beton armat cu o suprafață construită de 36,7 % și față de numai 18,9 %, pentru structurile mixte oțel-beton. Podurile metalice au o pondere total nesemnificativă, de numai 1,4 %.

Material	Cantitate		Suprafata (m ²)		
	Număr	%	Globală	%	medie
Beton armat	200	60,9	45 911	36,7	229,6
Beton precomprimat, armatură post-întinsă interioară	92	21,5	49 227	30,2	535
Beton precomprimat, armatură post-întinsă exterioară	3	0,7	11 738	7,2	3 913
Beton precomprimat, armatură aderentă	22	5,2	5 734	3,5	261
Oțel	8	1,9	2 255	1,4	282
Oțel-beton	25	5,9	30 834	18,9	1 233
Grinzi metalice înglobate	5	1,2	1 860	1,1	372
Alte structuri metalice	11	2,6	1 391	0,9	126
TOTAL	427	100	163 112	100	382

Tab. 1.1 – Structuri de traversare pe șosele – repartiția în funcție de material

Din punct de vedere numeric, domină structurile din beton armat, fiind executate de 2,22 ori mai multe decât cele din beton precomprimat, însă reiese clar că lungimea acestora din urmă, și deci amploarea lor, este de alt ordin de mărime [97].

Pentru structurile din beton precomprimat s-a preferat o execuție cu armatură postîntinsă în 81 % din cazuri, preferându-se o amplasare a cablurilor de precomprimare în interiorul secțiunii de beton la 79 % dintre structuri, pentru ca precomprimarea exterioară să se

aplice la numai 3 structuri din 95. Sistemul de precomprimare exterioră s-a aplicat în cazul unor structuri de mare anvergură, fapt dovedit de suprafața medie a acestora, care este de 4,68 ori mai mare decât cea a structurilor precomprimate clasice. Structurile ce utilizează armatura aderentă sunt neînsemnate din punct de vedere al suprafeței construite medii, aceasta reprezentând numai 7 % din cea a structurilor de traversare realizate cu armatură pretensionată post-întinsă exterioră.

Soluția constructivă mixtă oțel-beton, în deplină dezvoltare, aplicată numeric în numai 5,9 % din cazuri, își dovedește utilitatea pentru structurile mari, ele totalizând o suprafață construită procentual triplă (18,9 %) față de aportul numeric.

1.3.2. Structuri de traversare pe autostrăzi

a. Repartiția între structuri curente și necurente

Pentru rezolvarea traversărilor solicitate de traseele de autostradă, specialiștii francezi au optat în cele mai multe cazuri pentru structuri curente (84 %), adoptând soluții deosebite pentru numai 35 de structuri. Au fost recensate în total 216 de structuri de traversare, care totalizează 16 457 m lungime și o suprafață de 289 480 m².

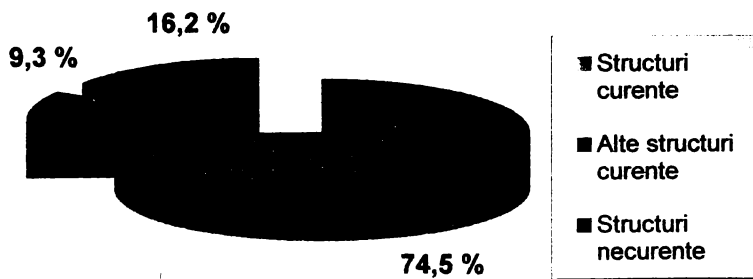


Fig. 1.4 – Structuri de traversare pe autostrăzi – repartiția între lucrări curente și necurente

Deși numeric relativ puține, ca suprafață însă, acestea din urmă reprezintă 72,9 %, ceea ce dovedește că sunt lucrări în general de amploare [97], fapt care explică ponderea lor numerică scăzută (fig. 1.4 și fig. 1.5).

Suprafața construită medie pentru aceste structuri necurente este de 6 029 m², ceea ce ar corespunde pentru o lățime integrală, la o lungime medie teoretică de aproximativ 275 m.

624.122/181C

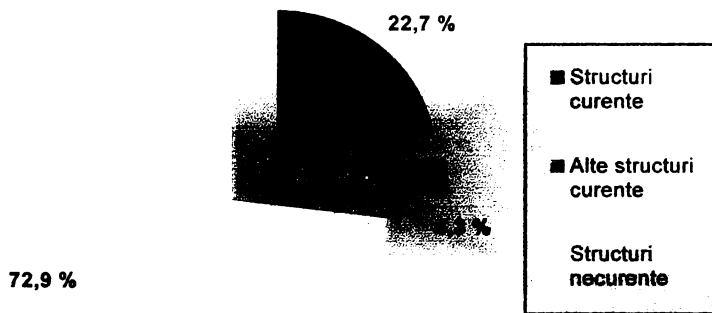


Fig. 1.5 – Structuri de traversare pe autostrăzi – suprafața construită pe tipuri de structuri

b. Distribuția în funcție de deschidere

Densitatea cea mai mare se constată (fig. 1.6) în zona corespunzătoare deschiderilor mici, 20 la 30 m, pentru care sunt preferate structurile considerate curente și care nu mai necesită consumuri mari pentru proiectare și tehnologii de execuție.

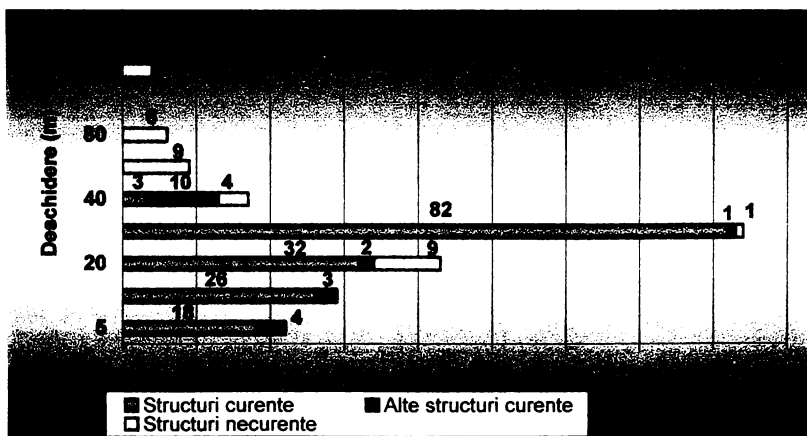


Fig. 1.6 - Structuri de traversare pe autostrăzi – distribuția în funcție de deschidere

Domeniul deschiderilor medii, cuprinse între 40 și 60 m este acoperit în exclusivitate de structuri deosebite, la care esteticul se îmbină cu funcționalul, nepermițând tipizarea [97]. Extinderea rețelei de autostrăzi a necesitat executarea a cca 16,5 km de structuri de traversare de diferite deschideri și soluții constructive, care reprezintă:

- 299,8 % față de lungimea executată în anul 1983 (5 488 m);
- 232,7 % față de lungimea executată în anul 1986 (7 072 m);

- 112,2 % față de lungimea executată în anul 1991 (14 658 m);
- 308,6 % față de lungimea executată în anul 1992 (5 332 m);
- 120,2 % față de lungimea executată în anul 1994 (13 691 m);
- 289,2 % față de lungimea executată în anul 1995 (5 690 m).

c. Repartiția în funcție de materialul utilizat

Deși numeric structurile din beton precomprimat reprezintă aproape dublul celor realizate din beton armat, din punct de vedere al suprafeței se dovedește că structurile din beton precomprimat au fost utilizate la lucrări mai ample, totalizând 34,3 %, față de 28,9 % pentru podurile din beton armat (tab. 1.2) [97].

Structurile mixte oțel-beton, executate în numai 9,7 % din cazuri, acoperă însă o suprafață destul de însemnată (16,3 %).

În cazul structurilor din beton precomprimat destinate traficului de autostradă, ca și în cel al structurilor utilizate pentru șosele, s-a folosit pe scară largă postcomprimarea (în 113 cazuri din 114 executate din beton precomprimat).

Material	Cantitate		Suprafața (m ²)		
	Număr	%	Globală	%	medie
Beton armat	72	33,3	80 708	28,9	1 121
Beton precomprimat, armatură post-întinsă interioară	111	51,4	80 268	27,7	723
Beton precomprimat, armatură post-întinsă exterioară	2	0,9	18 458	6,4	9 229
Beton precomprimat, armatură aderentă	1	0,5	675	0,2	675
Beton precomprimat	114	52,8	89 402	34,3	877
Oțel	5	2,3	9 172	3,2	1 834
Oțel-beton	21	9,7	47 175	16,3	2 246
Grinzi metalice înglobate	1	0,5	299	0,1	299
Alte structuri metalice	2	0,9	422	0,1	211
TOTAL	216	100	289 480	100	1340

Tab. 1.2 – Structuri de traversare pe autostrăzi – repartiția în funcție de material

Precomprimarea exterioară a fost preferată pentru realizarea a 2 structuri de referință, fapt dovedit de suprafața medie aferentă acestora și anume 9 229 m².

O analiză prin prisma suprafeței medii construite, dovedește că lucrările cele mai mari au fost executate în soluție beton precomprimat cu armatură post-întinsă exterioară (2 structuri cu suprafața medie de 9 229 m²), respectiv mixtă oțel-beton (21 structuri cu suprafața medie de 2 246 m²).

1.3.3. Structuri de traversare pe calea ferată

În cazul structurilor destinate traficului feroviar s-a optat de asemenea în cea mai mare parte pentru structuri curente (96 %) care însă nu au totalizat decât 74,6 % din suprafața construită [97].

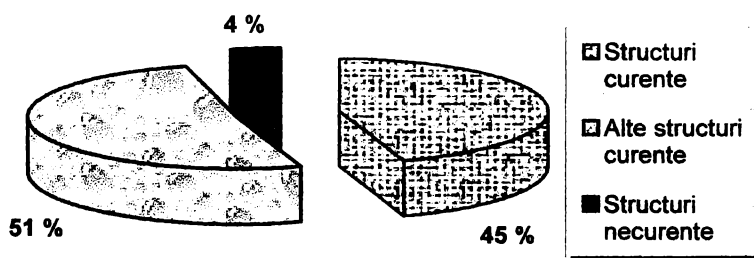


Fig. 1.7 – Structuri de traversare pe calea ferată – repartiția între lucrări curente și necurente

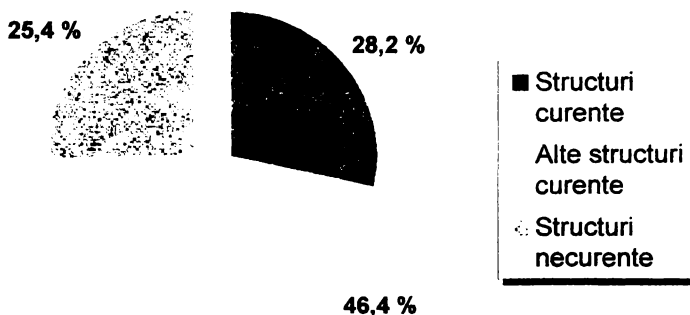


Fig. 1.8 – Structuri de traversare pe calea ferată – suprafața construită pe tipuri de structuri

Prin urmare, lucrările de excepție ca și concepție, considerate necurente, au fost reprezentative și din punct de vedere al suprafeței, deci implicit al lungimii lor totale (fig. 1.7 și fig. 1.8).

Dintr-o lungime totală realizată de 2 488 m, 39 % din structuri sunt de deschidere medie (între 20 și 30 m), executate în soluții curente. Pentru deschiderile mai mari de 60 m s-a optat pentru 2 structuri particulare, care sunt capabile să rezolve traversarea obstacolelor respective în condiții de siguranță, eficiență financiară și la nivel estetic elevat (fig. 1.9).

Trebuie remarcat faptul că structurile de traversare destinate traficului feroviar se realizează în mod curent ca și tipuri curente pentru deschideri de până la 50 m.

În cazuri speciale de amplasament, se adoptă soluții particulare chiar și pentru deschideri de 20 – 30 m (2 structuri).

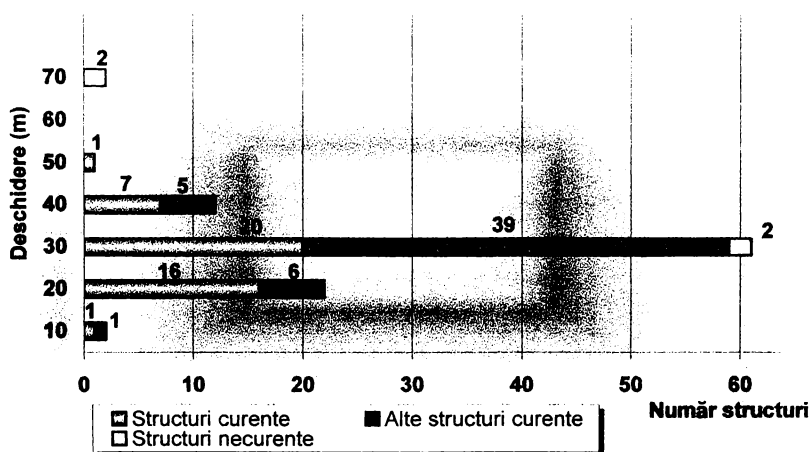


Fig. 1.9 - Structuri de traversare pe calea ferată - distribuția în funcție de deschidere

În privința structurilor de traversare destinate traficului feroviar, s-au preferat cele executate cu profile metalice înglobate în beton (45,4 %) și cele din beton armat (32,0 %).

În anul 1996, pe rețeaua feroviară franceză nu s-au mai executat structuri de traversare din beton precomprimat [97]!

Material	Cantitate		Suprafața (m ²)		
	Număr	%	Globală	%	medie
Oțel	17	17,5	507	2,3	30
Oțel-beton	5	5,2	1 886	8,4	377
Grinzi metalice înglobate	44	45,4	8 440	37,5	192
TOTAL	97	100	22 511	100	232

Tab. 1.3 – Structuri de traversare pe calea ferată – repartiția în funcție de material

Structurile mixte oțel-beton au fost preferate în 5,2 % din cazuri, însă în aceste situații s-au realizat structuri mari, cu o suprafață medie apreciabilă (377 m²).

Podurile metalice au fost agreate în 17 cazuri, dar pentru lucrări de mică amploare, fapt dovedit de suprafața medie modestă (30 m²).

Se desprinde în mod clar concluzia că structuriștii căilor ferate franceze se orientează ferm către soluțiile de traversare bazate în principal pe beton, fie că sunt structuri din beton armat, fie că sunt structuri cu grinzi metalice înglobate.

1.3.4. Economicitatea structurii funcție de suprafața construită

În graficul prezentat în figura 1.10, prețul pe m² este reprezentat în funcție de suprafața podurilor construite în diferite soluții tehnice și tehnologice în perioada 1976 - 1992, după actualizarea prețului global [90, 92, 93, 94].

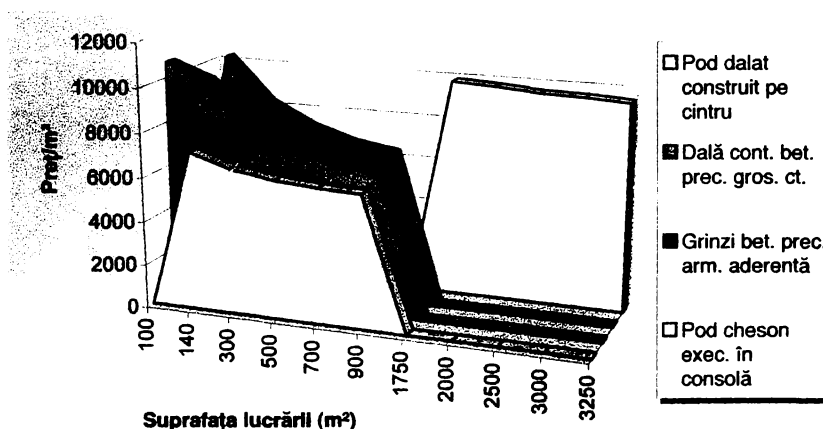


Fig. 1.10 – Variația prețului funcție de suprafața construită și tipul de structură

Din păcate, numărul lucrărilor pentru care se poate face un astfel de studiu, rămâne încă prea mic pentru a permite o interpretare statistică, în mod special pentru suprafețele lucrărilor importante.

Pentru majoritatea tipurilor de structuri prețul scade vertiginos odată cu creșterea suprafeței construite, observându-se tendințe de stabilizare pentru suprafețe de aproximativ 1000 m².

Podurile din beton precomprimat executate în consolă cu secțiune cheson, au un preț cu cca. 60 % mai mare, dar destul de stabil pentru suprafețe mari construite (2000 m² la 3000 m²). Acestea sunt tipuri de lucrări ce se execută în situații deosebite, când rațiuni

estetice, geotehnice, de relief, etc le conferă avantaje evidente în raport cu celelalte tipuri de structuri de traversare.

1.3.5. Evoluția construcției de structuri de traversare între 1982 și 1996

Analiza se referă la structurile executate pe traseele de drumuri altele decât autostrăzi.

Se constată că cele cinci tipuri de structuri se grupează în trei categorii (fig. 1.11).

Categoria situată în zona superioară de interes (cu peste 50 de lucrări executate în 1996) cuprinde cadrele deschise din beton armat și dalele continue de grosime constantă din beton precomprimat [92, 93, 94, 95, 96, 97].

În categoria de mijloc se situează structurile executate cu grinzi precomprimat cu armatură aderentă (cu cca 20 de lucrări executate în 1996).

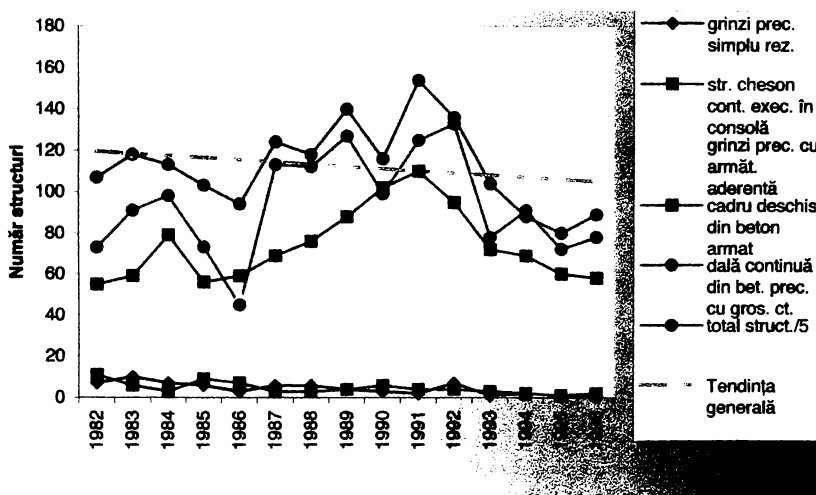


Fig. 1.11 – Dinamica activității în domeniul lucrărilor de artă

Cele mai puține structuri s-au executat în soluție cheson continuu din beton precomprimat realizat în consolă, respectiv utilizând grinzi precomprimat simplu rezemate (cca 1...2 lucrări executate în anii 1995 - 1996).

Se poate constata că din punct de vedere numeric, anul 1991 reprezintă un vârf de activitate spre care s-a tins continuu încă din anul 1982, însă în același timp reprezintă și un punct din care se începe diminuarea activității în domeniul construcției structurilor de traversare. Anul 1995 reprezintă momentul cu activitatea cea mai redusă în acest domeniu.

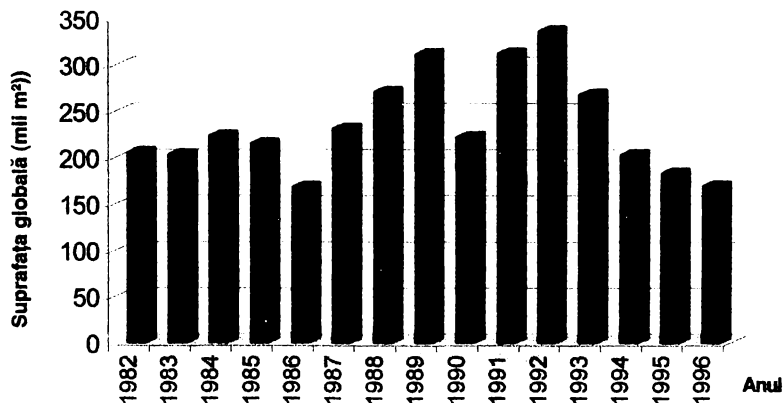


Fig. 1.12 – Evoluția suprafeței construite

Suprafața construită (fig. 1.12) arată că volumul cel mai mare de lucrări s-a executat în anul 1992, iar de atunci, valorile recenzate în anii următori determină o linie continuu descendentă. Suprafața construită la nivelul anului 1996 este similară cu cea construită la nivelul anului 1986 (168 576 m² față de 167 889 m²).

În anul 1996, s-au executat 168 576 m² tabliere pentru șosele, 289 480 m² tabliere pentru autostrăzi și 23 239 m² tabliere destinate traficului de cale ferată.

Investițiile Franței în domeniul structurilor de traversare date în exploatare în anul 1996 se cifrează la valoarea de aproximativ 4,2 miliarde FF pentru 32,4 km de structură, ceea ce înseamnă o investiție de 129,6 milioane FF pentru 1 km de pod sau pasaj.

Cap. 2. Tehnologii pentru realizarea structurilor de traversare din beton precomprimat cu deschideri mai mari de 30 m

Problema alegerii tehnologiei de execuție a unei structuri de traversare se poate soluționa numai cu condiția luării în considerare pe cât posibil, a tuturor factorilor care definesc respectiva structură, atât din punct de vedere static și al rezistenței, cât și al cerințelor funcționale, de încadrare în mediul înconjurător și, nu în ultimul rând, de protejare a acestuia.

Dacă se are în vedere realizarea unei lucrări de artă cu deschideri importante, se apelează în principal la execuția în consolă:

- cu tronsoane executate monolit cu ajutorul echipajelor mobile;
- cu tronsoane prefabricate.

În ambele subdomenii tehnologice se poate apela sau nu la ajutorul hobanelor provizorii.

Pentru o lucrare de artă de mari dimensiuni, dar alcatuită dintr-o succesiune de deschideri de anvergură medie, se pot imagina o serie de variante tehnologice de execuție:

- succesiune de deschideri simplu rezemate cu secțiunea transversală alcătuită din grinzi prefabricate;
- deschideri realizate monolit cu ajutorul unui cintru mobil;
- prin avansare continuă, din tronsoane monolite sau prefabricate;
- lansarea în deschidere prin împingere.

În situația în care este necesară realizarea unei structuri de traversare de categorie medie din punct de vedere a lungimii totale, a deschiderilor și a suprafeței construite, se apelează la soluția clasică de utilizare a unui cintru sau eșafodaj, rezemate total sau parțial pe teren, în zona traversată. Această modalitate de realizare a structurilor este frecvent utilizată pentru construcția pasajelor peste autostrăzi, înainte de deschiderea traficului.

Există o serie de situații în care tehnologia clasică, prezentată pentru această din urmă categorie de structuri, nu se poate aplica în condiții de economicitate și asigurare a securității zonei traversate. Este cazul traversării unui curs de apă, a unei căi de comunicație aflată în exploatare, în situația în care prefabricarea într-un număr redus de exemplare nu justifică procedeul, când cintrul ar însemna ceva deosebit de costisitor sau când echipajul mobil ar necesita cheltuieli ce nu s-ar amortiza convenabil.

În aceste condiții structurale și de amplasament, se impune utilizarea a trei metode tehnologice, pe care doctorandul le apreciază ca fiind potrivite în numeroase situații de amplasament din România:

- lansarea în deschidere prin rotire;
- execuția prin avansare continuă;
- lansarea în deschidere prin împingere.

În cele ce urmează se vor prezenta analitic primele două soluții tehnologice, urmând ca în capitolul 3 să se detalieze cea de a treia soluție tehnologică.

2.1. Lansarea în deschidere prin rotire

În cazul structurilor de traversare din beton, lansarea în deschidere prin rotire s-a aplicat pentru prima dată cu cca 25 de ani în urmă în Germania (1973), respectiv în Franța (1975). Se poate afirma că tehnologia menționată face parte din categoria celor noi [74]. Această tehnologie se aplică cu preponderență structurilor continue care sunt alcătuite din trei deschideri. Se preferă varianta cu două deschideri marginale egale sau inegale și cu deschiderea centrală de valoare mai mare.

Este aplicabilă deopotrivă structurilor cu două deschideri, precum și structurilor cu o singură deschidere, fără a fi însă indicată în acest din urmă caz.

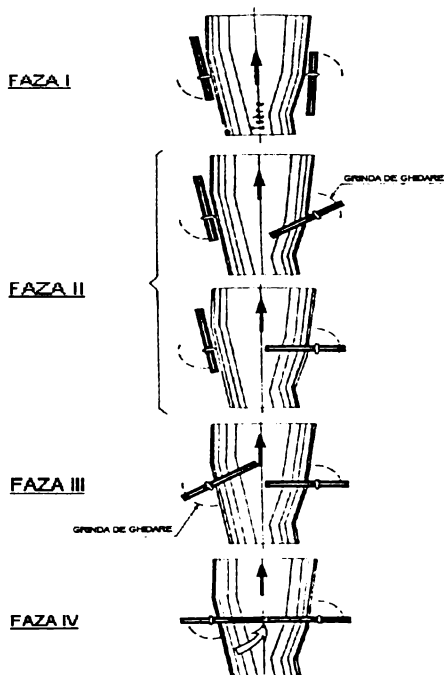


Fig. 2.1 – Principiul tehnologic

2.1.1. Principiul tehnologic

Execuția pe mal și lansarea în deschidere prin rotire înseamnă de fapt realizarea simultan sau alternativ a două semistructuri, câte una pe fiecare mal al cursului de apă, respectiv parte a obstacolului de traversat și rotirea acestor semistructuri până la atingerea coliniarității axelor lor longitudinale (fig. 2.1).

Pe fiecare mal se realizează în etapa I o semistructură alcătuită din deschiderea marginală și jumătate din deschiderea centrală. Se poate utiliza cintrul sau rezemarea directă pe teren. Este la alegerea proiectantului și a

executantului varianta de realizare tronsonată sau integrală a semistructurii.

Etapa a doua înseamnă rotirea uneia dintre semistructuri în poziția definitivă, adică în axa trseului căii de comunicație.

Se procedează în mod similar cu cea de a doua semistructură pe durata etapei III.

Odată aduse în axa căii de comunicație, cele două semistructuri se monolitizează prin betonarea tronsonului central și se asigură continuitatea structurii în ansamblu.

În funcție de particularitățile amplasamentului, a obstacolului de traversat, cele două semistructuri pot să fie sau să nu fie egale. Sunt cazuri în care monolitizarea nu se realizează la mijlocul deschiderii centrale.

Pe durata rotirii este necesară crearea intenționată a unui dezechilibru [74], care are rolul de asigura stabilitatea semistructurii pe dispozitivul de rotire.

Această stare se poate realiza prin:

- conceperea deschiderii marginale cel puțin la valoarea a jumătate din deschiderea centrală;
- utilizarea de materiale de construcție diferite (beton ușor în deschiderea centrală și beton greu în deschiderea marginală);
- pozarea unor contragreutăți pe extremitatea dinspre culee a deschiderii marginale;
- structură din beton pentru deschiderea marginală și structură mixtă oțel-beton pentru deschiderea centrală.

În cazul utilizării metodei de lansare la executarea unei structuri cu două deschideri, atunci pe unul din maluri, respectiv parte a obstacolului de traversat, se realizează întreaga structură, rotirea producându-se în jurul unicei pile a structurii.

Această tehnologie de execuție nu presupune acordarea unei atenții particulare modului de realizare a betonării propriu-zise a structurii, dar cere o preocupare aparte față de :

- desfășurarea fenomenului de rotație, când trebuie să se asigure stabilitatea structurii în consolă;
- efortul suplimentar pe care trebuie să-l suporte structura pe timpul realizării rotirii.

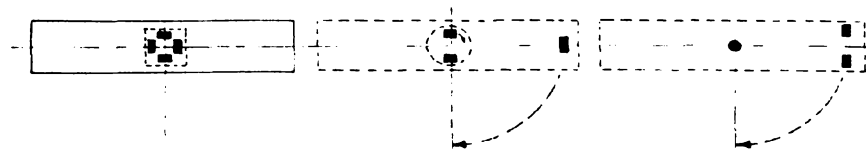


Fig. 2.2 – Dispunerea principală a rezemărilor în timpul rotirii structurii

Rotirea semistructurii se realizează în jurul axei ce traversează reazemul central, adică acel reazem în care reacțiunea este maximă.

Pentru realizarea acestui reazem rotitor se pot imagina trei soluții constructive, după cum numai acest reazem asigură stabilitatea structurii pe timpul rotirii, sau mai este folosit și un al doilea reazem, mobil, amplasat la extremitatea dinspre culee (fig. 2.2).

Oricare soluție constructivă a acestor reazeme asigură mai multe puncte de sprijin, distanțate mai mult sau mai puțin între ele.

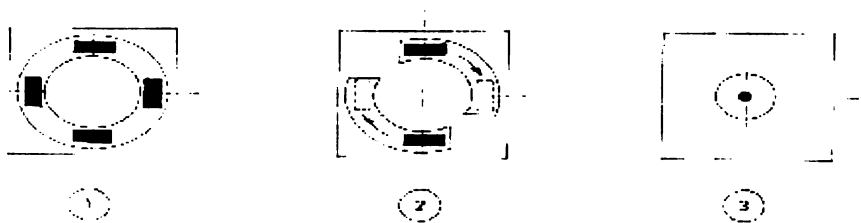


Fig. 2.3 – Schema de principiu a reazemului rotitor

La utilizarea sistemului de rezemare numai pe pila centrală a semistructurii, aparatul de reazem rotitor se alcătuiește dintr-un ansamblu de patru aparate de reazem dispuse diametral opus (fig. 2.3, detaliul 1). Acest sistem de rezemare la rotire este extrem de rar folosit, deoarece implică practic încastrarea semistructurii la nivelul pilei, echilibrul semistructurii fiind deosebit de dificil de asigurat. Apar de asemenea solicitări suplimentare considerabile ale structurii datorită efectului de consolă. Se face apel la această soluție de rezemare pe timpul rotirii numai în cazul în care pila se află amplasată pe o insulă, sau între fire de cale ferată și marginile obstacolului de traversat sunt complet inutilizabile.

În cazul utilizării unui singur punct de rezemare la extremitatea deschiderii marginale dinspre culee, aparatul de reazem rotitor se realizează dintr-un ansamblu de două piese de rezemare, mobile pe două semicercuri (fig. 2.3, detaliul 2). În acest caz, stabilitatea longitudinală este asigurată de două reazeme independente: reazemul mobil și reazemul rotitor. Stabilitatea transversală se asigură prin încastrarea structurii în raport cu reazemul rotitor. Rezemul de la culee se poate reduce la un simplu dispozitiv fixat în axa longitudinală a tablierului, capabil însă să preia un oarecare efort de torsiune sau eforturile orizontale datorate frecărilor parazite.

În figura 2.3, detaliul 3, se modelează asigurarea stabilității longitudinale în aceeași manieră ca și în situația anterioară, dar se subliniază faptul că stabilitatea transversală este asigurată în mod expres de către reazemul de la extremitatea dinspre culee, adică

de către reazemul mobil. Reazemul de pe pilă are rolul de a asigura axa de rotire.

Acest sistem implică adoptarea unei soluții structurale cu rezistență sporită la torsiune, de tip cheson, dar permite o simplificare substanțială a reazemului rotitor. În această situație pila se proiectează cu o geometrie proprie utilizării ei normale, fără a mai fi necesare dezvoltări ale banchetei cuzinetilor care să permită amplasarea întregului sistem de rezemare-rotire. Reazemul mobil, de la extremitatea structurii, este constituit dintr-un ansamblu încastrat în tablier și care reazemă în două puncte suficient de depărtate pe longrina circulară de rulare.

În toate cazurile, aparatele de rezem utilizate în timpul procesului de rotire, se realizează din neopren (fața dinspre suprastructură) și un strat de teflon care asigură glisarea pe o suprafață de oțel inoxidabil bine prelucrată.

În cazul al treilea de alcătuire constructivă, aparatul de rezem rotitor poate să fie conceput mai sofisticat, ca o presă hidraulică a cărei piston se rotește pe perna de ulei sub presiune. Acest sistem interesant asigură în același timp ridicarea tablierului, rotirea și centrarea lui, apoi coborârea acestuia pe reazemele definitive. O corectă funcționare a sistemului presupune însă realizarea unei prese de construcție specială a cărei cost ridicat nu se amortizează cu ușurință în cadrul lucrării respective.

Aplicarea forței necesară inducerii fenomenului de rotire se poate face fie în apropierea reazemului rotitor, fie la extremitatea dinspre culee a deschiderii marginale. Datorită valorii foarte reduse a coeficientului de frecare teflon-inox, această forță are o mărime în jur de 100 kN, realizabilă ușor cu dispozitive simple de genul tirefort sau troliu.

Analizând cele expuse anterior, doctorandul consideră că este de preferat utilizarea acestei variante din urmă cu rezemare punctuală pe pilă și două puncte de rezemare la capătul deschiderii marginale, deoarece aceasta conferă stabilitate sporită și prin urmare o siguranță mai mare în timpul procesului de lansare prin rotire, implicând în același timp și amenajări mult mai simple ale zonelor în care se amplasează dispozitivele necesare procesului de rotire.

2.1.2. Aprecieri asupra tehnologiei

Se poate afirma că tehnologia de execuție pe mal și lansare în deschidere prin rotire este o modalitate modernă de execuție a structurilor de traversare, aplicabilă în cazul celor cu trei deschideri, dar și în cazul celor cu două deschideri, atunci când aceste două tipuri de structuri nu au o lungime destul de mare pentru a face rentabilă utilizarea altei metode de execuție, cum ar fi cea bazată pe un echipaj mobil de betonare.

Metoda poate deveni interesantă în cazul unei structuri alcătuite dintr-o succesiune de deschideri de mărime medie și o deschidere principală de mare anvergură. Aplicând

metoda lansării în deschidere prin rotire se poate rezolva execuția deschiderii principale, pe când deschiderile celelalte se pot executa făcând apel la alte tehnologii de execuție (grinzi prefabricate, sau execuție pe mal și lansare în deschidere prin împingere).



Foto 2.1 – Pasarela Meylan, aspect din timpul rotirii primei semistructuri

Se apreciază că această tehnologie de execuție este deosebit de indicată în cazul în care obstacolul de traversat este inaccesibil sau inutilizabil (cale ferată, cale de comunicație rutieră în exploatare, curs de apă), sau când numărul de travei asemănătoare celei principale este deosebit de redus [74] (foto 2.1 și foto 2.2).

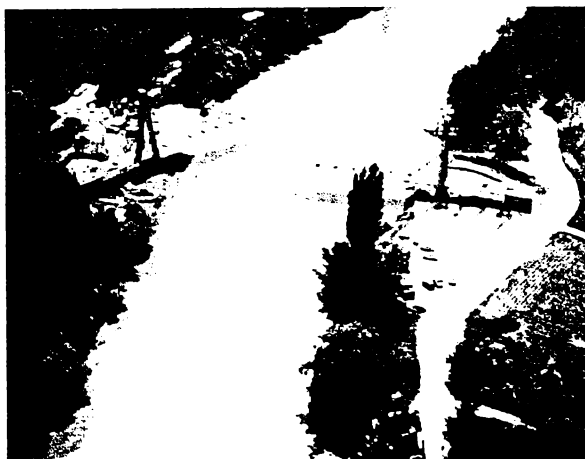


Foto 2.2 - Pasarela Meylan, aspect din timpul rotirii celei de a doua semistructuri

paralele, în acest caz ne mai fiind posibilă executarea rotirii la a doua structură.

De asemenea, în cazul în care pe cele două laturi paralele cu obstacolul traversat nu există suficient spațiu pentru desfășurarea șantierului, realizarea unui tablier în această manieră este practic imposibilă.

Există însă o serie de avantaje care, în corelare cu amplasamentul obiectivului, impun cu siguranță utilizarea acestei metode:

- posibilitatea conceperii de structuri cu o geometrie variabilă într-o plajă destul de largă;
- capacitatea de a realiza aceste structuri fără utilizarea de materiale și utilaje sofisticate și scumpe;
- adaptabilitatea sistemului la diverse forme structurale longitudinale și transversale:
 - tablier cu sau fără hobane;
 - secțiune transversală cu înălțime variabilă sau constantă;
 - concepție cheson sau în secțiune deschisă oarecare;
- condiții de muncă optime pentru personalul de execuție, siguranță sporită;
- utilizarea de cofraje rezemate pe sisteme simple și robuste, care asigură un înalt grad de calitate și economii implicite;
- eforturi în structură pe parcursul execuției și lansării, foarte apropiate de cele din exploatare.

Aceste aspecte pozitive relevate îndreptățesc doctorandul să afirme că metoda de execuție pe mal și lansare în deschidere prin rotire are reale șanse de aplicare în România, ea fiind într-un evident proces de dezvoltare pe plan mondial.

2.2. Execuția prin avansare continuă

Modalitatea de execuție a structurilor de traversare este marcată de cca 30 de ani de reunirea a două mari idei și anume: prefabricarea de tronsoane de lungime redusă, pentru secțiuni transversale cheson mono sau multicelulare, ce se vor lega între ele și montarea acestora în consolă simetric, de o parte și de cealaltă a pilei, cu ajutorul unor grinzi de lansare autodeplasabile.

Câteva inconveniente ale procedurii de execuție în consolă simetric, cum ar fi:

- costurile ridicate ale grinzii de lansare și complexitatea acestui utilaj;
- ritmul de montaj nu întotdeauna riguros;
- necesitatea efectuării unor operații obligatorii delicate (montarea tronsonului

pe pilă, deplasarea grinzii de lansare, monolitizarea elementelor etc);

- problemele ridicate de rezistența și stabilitatea consolei în timpul execuției;

au determinat restrângerea domeniului de utilizare a acestuia.

Experiența acumulată începând cu anii '70 în domeniul tehnologiei de execuție a structurilor de traversare prin avansare continuă, utilizând hobanarea provizorie, a permis înlăturarea inconvenientelor menționate anterior și a impus acest procedeu ca unul:

- bine rezolvat din punct de vedere tehnologic;
- mai economic pentru lucrări cu deschideri medii, în jur de 50 m;
- ușor de adaptat diferitelor tipuri de structuri.

2.2.1. Principiul tehnologic

Se urmărește întotdeauna a se profita din plin de avantajele prefabricării structurilor de poduri pentru lucrări de amploare mare. În acest sens, a realiza o structură de traversare în mod continuu, de la o culee la cealaltă, parcurgând rând pe rând fiecare deschidere prin montarea în mod ordonat tronson cu tronson, este într-adevar un real avantaj [39].

Față de tehnologia de execuție în consolă simetric, unde grinda de lansare se deplasează în același sens, parcurgând structura de la un capăt la celalalt, execuția prin avansare continuă realizează același lucru, dar cu un cost mult diminuat datorită aportului hobanajului provizoriu și a utilajului de montaj de capacitate și complexitate medie.

În acest fel se desfășoară un proces de monaj simplu și omogen, care utilizează materiale și dispozitive ușoare și în cea mai mare parte reutilizabile (fig. 2.4).

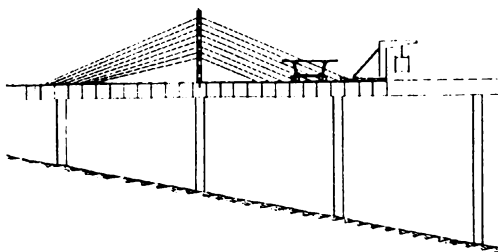


Fig. 2.4 – Principiul tehnologiei de execuție prin avansare continuă

Acest procedeu tehnologic se utilizează la ora actuală pentru lucrări cu secțiunea transversală tip cheson, care au deschideri de cca 50 m.

Pentru montarea tronsoanelor prefabricate se apelează la o macara orientabilă cu o capacitate de cca 50 t, care este ancorată de placa superioară a tablierului.

Brațul macaralei se rotește în jurul stâlpului vertical amplasat excentric pe suprastructură. Pe acest braț se poate deplasa un cărucior care susține dispozitivul de ridicare a elementelor prefabricate.

Prin urmare, posibilitățile de deplasare a sarcinii și de reglaj a poziției acesteia sunt vaste, așa fel încât pozarea tronsoanelor prefabricate să se poată face cu maxima acuratețe.

Sistemul de hobanare provizorie este alcătuit dintr-un pilon și cablurile înclinate dispuse în general simetric față de acesta, în lungul podului.

Pilonul se realizează din doi stâlpi metalici legați transversal cu anetretoaze, încastrați pe un sistem care să-i asigure o deplasare facilă de la o poziție de montaj la alta, în funcție de deschiderea la care se lucrează. Pe stâlpii metalici verticali sunt amplasate echidistant sisteme de deviere pentru cablurile de hobanare provizorie.

Sistemul de hobanare se alcătuește din doua pânze de cabluri aproape paralele, dispuse în harpă, ancorate de elemente metalice înglobate în placa superioară, în zona inimilor verticale sau înclinate ale chesonului. Este recomandabil ca tangenta unghiului dintre hobane și tablier să fie în jur de 0,30, pentru a se putea exploata rațional materialele utilizate, pentru ca acestea să se poata reutiliza în condiții de pierderi minime.

Aprovizionarea macaralei de montaj cu tronsoane prefabricate se face cu ajutorul unui cărucior care se deplasează pe tablierul deja executat și pe care tronsonul este transportat rotit cu 90° față de poziția sa normală de montaj, pentru a fi posibilă trecerea sa prin secțiunea pilonului de hobanare și printre cablurile provizorii.

Pentru înțelegerea tehnologiei de execuție în consolă, trebuie urmărite principalele aspecte ce caracterizează cinematica acestui procedeu.

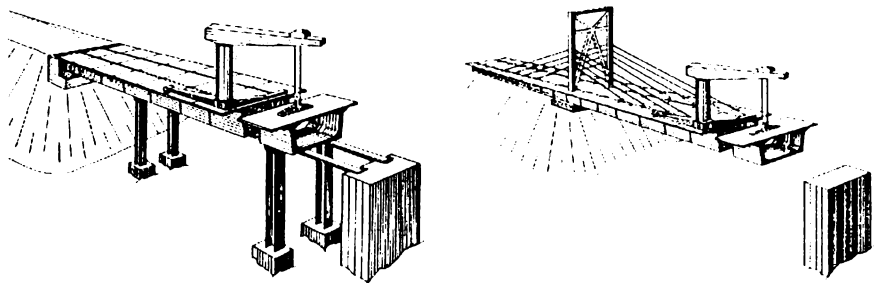


Fig. 2.5 – Deschiderea 1.Utilizarea cintrului Fig. 2.6 – Deschiderea 1.Utilizarea hobanării provizorii

La execuția primei travei se pot utiliza două metode de construcție:

- fie se alcătuește un eșafodaj pe un sistem de palei multiple, de inventar, atunci când amplasamentul permite acest lucru (fig. 2.5); procesul de montaj

folosește macaraua rotitoare, dar nu mai este necesar ansamblul pilon-cabluri de hobanare;

- fie se montează pe rampa de acces o lungime de tablier, alcătuită din tronsoane cu rosturi uscate, precomprimate provizoriu pentru continuizare, capabilă să echilibreze tronsonul care se va monta în consolă pentru a acoperi prima deschidere; se utilizează ansamblul pilon-cabluri de hobanare, urmând aceeași modalitate de montare a prefabricatelor (fig. 2.6).

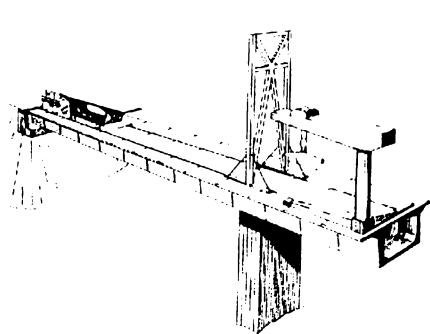


Fig. 2.7 – Montarea pilonului

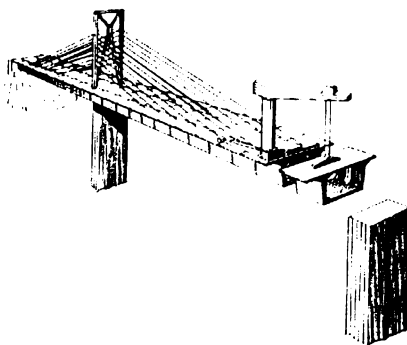


Fig. 2.8 – Pozarea tronsonului pe sistemul hobanat

Deschiderea următoare se execută după realizarea obligatorie a precomprimării definitive a deschiderii anterioare, începând cu montarea câtorva tronsoane în consolă, așa fel încât brațul macaralei să se poată roti liber în momentul montării pilonului pentru hobanarea provizorie (fig. 2.7). Această consolă se dimensionează corespunzător din condiția enunțată anterior, adoptându-se un sistem de precomprimare adecvat.

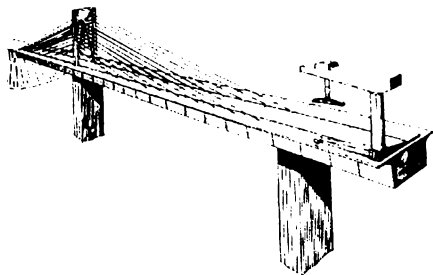


Fig. 2.9 – Consola deschiderii curente

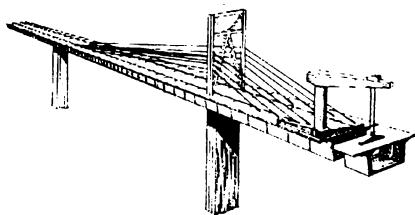


Fig. 2.10 – Deschidere curentă hobanată

Dacă s-a utilizat deschiderea de echilibru montată pe rampele de acces, atunci aceste tronsoane se demontează progresiv, pe măsură ce se realizează deschiderea a doua și sistemul de echilibrare nu mai este necesar.

Pentru montarea tronsoanelor din deschiderea curentă, următoarele celor pozate în consolă folosind numai precomprimarea normală a tablierului, se apelează la ajutorul sistemului adițional pilon-hobane provizorii (fig. 2.8).

După ancorarea tronsonului cu cablurile de hobanare, se deplasează macaraua rotitoare și se trece la aprovizionarea unui alt tronson prefabricat, reluându-se ciclul de montaj în succesiunea prezentată.

Fixarea pilonului provizoriu se face întotdeauna pe tronsonul de pe pila anterioară deschiderii în execuție (fig. 2.9 și 2.10), ancorarea de echilibrare fiind realizată pe tronsoanele deschiderii anterioare.

2.2.2. Modalități de precomprimare

La sistemul de execuție prin avansare continuă, rezistența unei travei realizate cu ajutorul ansamblului provizoriu pilon-hobane este asigurată destul de ușor datorită compresiunii generate de hobane la echilibrarea greutateii proprii a tablierului [39].

Prin urmare, sistemul clasic de cablare specific acestei tehnologii, este diferit în mare măsură față de sistemul de cablare propriu tehnologiei de execuție în consolă simetric.

Nu există decât cabluri de solidarizare, care se pot grupa în două familii practic simetrice.

Cablurile dispuse în secțiunea de beton superioară, pe reazeme, sunt aproape egale cantitativ cu cele dispuse în secțiunea de beton inferioară din câmp.

De asemenea, lungimea medie a cablurilor este relativ apropiată de valoarea deschiderii, iar numărul de ancoraje pentru armătura pretensionată este sensibil mai mic decât în cazul execuției în consolă simetric, la deschideri comparabile ca valoare.

Deși este mai economică, cablarea tradițională concepută special pentru structuri realizate prin avansare continuă, prezintă dezavantajul complexității ridicate a cofrajului în zona ancorajelor care trebuie să evite placa superioară și să permită desfășurarea lucrărilor în interiorul chesonului.

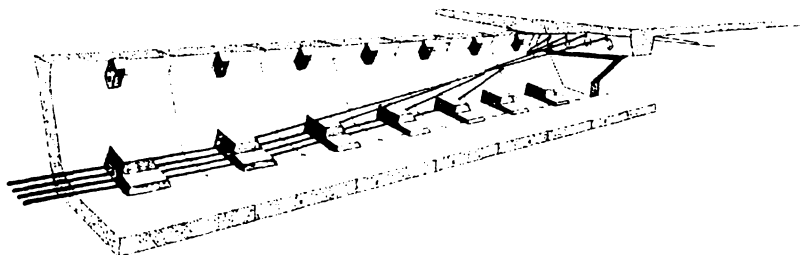


Fig. 2.11 – Sistemul de precomprimare exterioră

De asemenea este necesară adoptarea adeseori a unor trasee cu multiple devieri pentru armătura pretensionată, fapt care reduce eficiența precomprimării și provoacă încrucișări repetate de trasee.

Având în vedere aceste neajunsuri, la ora actuală se adoptă un sistem de cablare mixt, folosind armătura pretensionată interioară betonului și în același timp, exterioară secțiunii de beton, dar interioară secțiunii cheson (fig. 2.11).

Precomprimarea exterioară este remarcabilă prin următoarele caracteristici:

- devierile cablajului dispus în interiorul secțiunii cheson sunt neînsemnate numeric și cu valori unghiulare mici, deci cu pierderi de tensiune reduse;
- ancorajele sunt localizate în zone ranforsate în mod uzual, capabile să preia în bune condiții eforturile concentrate;
- cablurile de precomprimare pot fi ținute sub control și dacă este cazul, pot fi înlocuite cu ușurință.

Privind comparativ cele două variante de cablare, reiese în mod clar că varianta combinată este cea mai avantajoasă din punct de vedere tehnologic și funcțional, prezentând în același timp și facilități deosebite la întreținerea structurii pe durata exploatarei acesteia.

2.2.3. Avantajele metodei

Pornind de la principiul de bază al metodei de realizare a structurilor de traversare prin avansare continuă, se poate afirma că aceasta prezintă o serie de atuuri în raport cu alte metode de construcție specifice structurilor cu deschideri medii:

- utilizarea hobanajului provizoriu face ca să fie inutilă realizarea de palei sau terasamente pentru rezemarea tronsoanelor prefabricate pe timpul execuției primei deschideri;
- se poate deci realiza traversarea unor căi de comunicație aflate în exploatare, fără a perturba circulația în zona traversată;
- este posibilă execuția de structuri curbe sau cu lățime variabilă, cu o suplețe deosebită;
- gestiunea prefabricării este mult simplificată de forma relativ constantă a tronsoanelor prefabricate;
- securitatea crescută pe timpul desfășurării lucrărilor de construcție;
- stabilitatea numărului de personal necesar pe șantier;
- reala continuitate a procesului de montare a prefabricatelor, întrerupt pentru

scurtă durată numai la pozarea aparatelor de reazem pe pile și de reamplasarea sistemului de hobanare provizorie, respectiv de realizarea unei minime precomprimări.

Doctorandul apreciază că proprietățile enunțate anterior sunt deosebit de importante atunci când se dorește evidențierea calității execuției lucrării, a fiabilității tablierelor realizate din elemente prefabricate montate prin avansare continuă (foto 2.3).

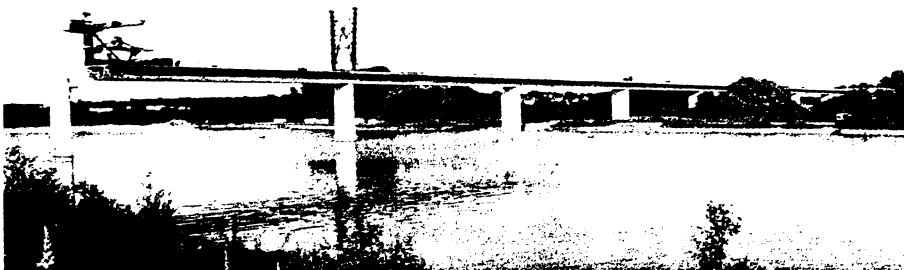


Foto 2.3 – Viaductul Fontenoy, deschideri de 52,70 m în execuție

Datorită dezvoltărilor tehnologice actuale, procedeul este utilizabil pentru structuri de până la 80 m deschidere, ce au înălțimea secțiunii transversale constantă sau variabilă.

Adoptarea sistemului de precomprimare exterioră permite ameliorarea progresivă și simplificarea punerii în operă a armăturii pretensionate.

Cap. 3. Tehnica de execuție pe mal a structurilor de traversare și lansarea în deschidere prin împingere

3.1. Aspecte generale

3.1.1. Pași înainte

Din punct de vedere economic, funcțional și estetic, s-a impus în numeroase situații reducerea numărului de infrastructuri în favoarea creșterii mărimii deschiderilor. Acest fenomen era însă dependent de realizarea eșafodajelor și cintrelor de mare anvergură, care ele însele deveneau astfel adevărate piedici în calea scurtării duratei de execuție și a reducerii costului lucrărilor.

Din nevoia de depășire a acestor piedici au apărut idei novatoare cum a fost aceea de execuție a podurilor în consolă, eliminând complet cintrele și eșafodajele, idee ce aparține inginerului Thomas Papp, care încă în anul 1811 propunea execuția unui pod pe boltă dublu încastrată cu deschiderea de 550 m. La vremea aceea, soluția propusă rămâne la nivel de proiect care însă prinde contur abia după patentarea cimentului Portland (1824) și utilizarea lui la execuția podurilor din beton armat.

O lucrare remarcabilă executată în consolă, este podul din beton armat S-ta Catalina din Brazilia peste râul Peixe, realizat de inginerul Baumgarten în 1932. Structura este de tip grindă continuă cu trei deschideri, din care deschiderea centrală de 68 m. Fiind realizat ca pod din beton armat, în timpul execuției a apărut necesitatea înădării armăturilor longitudinale, fenomen ce a condus la reducerea apreciabilă a distanței între armături, și implicit la pătruderea greoaie a betonului în aceste zone. Deși soluție nouă, tehnologia de execuție în consolă a structurilor din beton armat nu s-a impus, ea fiind abandonată după alte patru, cinci încercări.

Apariția betonului precomprimat în 1938 face să renască ideea execuției în consolă. Acest nou "material de construcție" împreună cu ideea de realizare a structurilor de poduri în consolă, pusă sub îngrijirea matematică a computerului, toate acestea, facilitează inginerului Fizdenwalter executarea în consolă în anul 1951 a primei structuri de acest tip din beton precomprimat (o deschidere de 62 m).

Dacă introducerea prefabricării în deceniul VI conducea la eliminarea cintrelor și eșafodajelor la structuri cu deschideri de până la 30 m, această nouă tehnică de execuție a podurilor în consolă va contribui la eliminarea completa a cintrelor și eșafodajelor în cazul unor structuri cu deschideri din ce în ce mai impunătoare, la realizarea acestora în condiții financiare avantajoase și cu un ritm de lucru mult sporit.

Podurile pe grinzi prefabricate s-au impus că structuri agreate pentru deschideri de 30...33 m. Pentru deschiderile de peste 80 m se preferă execuția în consolă, realizându-se în soluție prefabricată deschideri de 120...140 m, iar în soluție monolită cca 250 m (260 m podul Gateway la Brisbane, Australia, 1986).

Pentru deschideri cuprinse între 40 și 80 m, soluția de execuție în consolă nu este considerată că fiind una eficientă, datorită costului ridicat al grinzii de lansare folosită la montarea prefabricatelor, al montării, demontării și transportului ei de la o lucrare la alta. Acest domeniu de deschideri (40...80 m) a fost disputat de trei tehnici de execuție care folosesc, de asemenea, tronsoane prefabricate sau monolite în absența cintrelor și a eșafodajelor. Acestea sunt:

- execuția pe mal și lansarea în poziție definitivă prin împingere;
- execuția pe mal și lansarea în poziție definitivă prin rotire;
- execuția în consolă cu avansare continuă utilizând provizoriu un pilon și cabluri înclinate.

În cuprinsul prezentului capitol, se vor face referiri mai detaliate la procedeul de construcție a suprastructurilor pe mal și lansarea în deschidere prin împingere.

3.1.2. Privire de ansamblu

Pentru deplasarea structurilor de pod de la locul de execuție în poziția finală de exploatare, se cunosc mai multe procedee:

- (a) deplasarea longitudinală a suprastructurii;
- (b) deplasarea transversală (riparea);
- (c) rotirea suprastructurii.

Metoda (a), de construcție a podului pe mal, în lungul propriei axe și lansarea în poziție definitivă prin împingere, reprezintă o tehnologie cu aplicabilitate foarte largă.

Metoda (b), de construcție pe un amplasament paralel cu cel existent și apropiat de acesta, cu aducerea în poziție de exploatare prin ripare, se utilizează numai în cazuri speciale, mai mult pentru structurile metalice.

Metoda (c), de construcție pe mal a suprastructurii după o axă în general oblică față de axa traseului și aducerea în poziție definitivă prin rotirea tronsonului executat în jurul axei verticale a pilei (pilelor), este aplicabilă podurilor cu una până la trei deschideri.

A realiza o structură de pod în poziție definitivă înseamnă a o așa mbla din tronsoane:

- (1) prefabricate pe șantier, cu lungimi de 3,00 m până la 30,00 m;
- (2) prefabricate în uzine, cu lungimea în jur de 3,00 m;
- (3) prefabricate în uzine în tronsoane obținute prin secționarea longitudinală

a structurii în două elemente cu lungimea de cca. 6,00 m, așa mblate pe șantier prin zone monolite.

Pentru podurile executate pe mal și lansate prin împingere, se utilizează în principal două tipuri de secțiuni transversale:

- (I) cu două grinzi principale cu placă, cu sau fără antretoaze;
- (II) închisă (cheson), cu sau fără diafragme de rigidizare.

Deși tehnica de execuție a podurilor pe mal și lansarea în deschidere prin împingere a fost utilizată frecvent la realizarea podurilor metalice, ea constituie un element de relativă noutate dacă este aplicată la structurile din beton. Nu s-a aplicat la realizarea podurilor din beton armat pentru că secțiunea nu era capabilă să preia în condiții bune alternanța de momente încovoietoare ce apar în timpul lansării, aceeași secțiune de beton armat fiind în timpul acestui proces, fie secțiune de reazem, fie secțiune în câmp, supusă la solicitările specifice; greutatea mare a suprastructurii și utilizarea rulourilor din oțel impunea aplicarea unor forțe foarte mari pentru deplasarea tablierului.

Apariția betonului precomprimat a permis reducerea greutății secțiunilor și, în momentul în care teflonul s-a dovedit a fi un material al cărui coeficient de frecare scade cu creșterea încărcării, a devenit posibilă aplicarea metodei de execuție pe mal și lansare în deschidere prin împingere pentru podurile de beton precomprimat.

Prima lucrare remarcabilă realizată pe mal și lansată prin împingere este podul peste râul Caroni, în Venezuela, conceput de prof. F. Leonhardt, pod dat în exploatare în anul 1964. De atunci, când prin această lucrare s-a marcat începutul, pe plan mondial, tehnica execuției pe mal și lansare prin împingere a cunoscut o largă aplicabilitate. Se apreciază că până la ora actuală sunt realizate prin această metodă în jur de 200 de poduri importante, care împreună cu lucrările mai mici totalizează cca 2 milioane de metri pătrați de suprastructură, pe cuprinsul a 15 țări [54].

Cu ocazia Congresului FIP de la Praga, în 1970, francezii prezintă un apeduct lansat prin împingere [115]. Se constată că această tehnică este aplicată frecvent de cca 30 de ani. În Germania, metoda de execuție menționată s-a aplicat la 80 % din podurile pentru care s-a considerat că este adecvată, realizându-se deschideri de până la 84 m.

3.2. Aplicabilitate

Tehnica de construcție a podurilor pe mal și lansarea în deschidere prin împingere se aplică atât pentru podurile de șosea cât și pentru podurile de cale ferată, pentru care este mai avantajoasă, deoarece acest tip de structuri supuse la solicitări mai mari datorită

convoaielor de cale ferată care sunt mari și grele, necesită o precomprimare mai puternică, fapt ce permite o mai bună comportare a structurii în procesul lansării.

Tehnica lansării prin împingere se aplică numai suprastructurilor cu înălțime constantă.

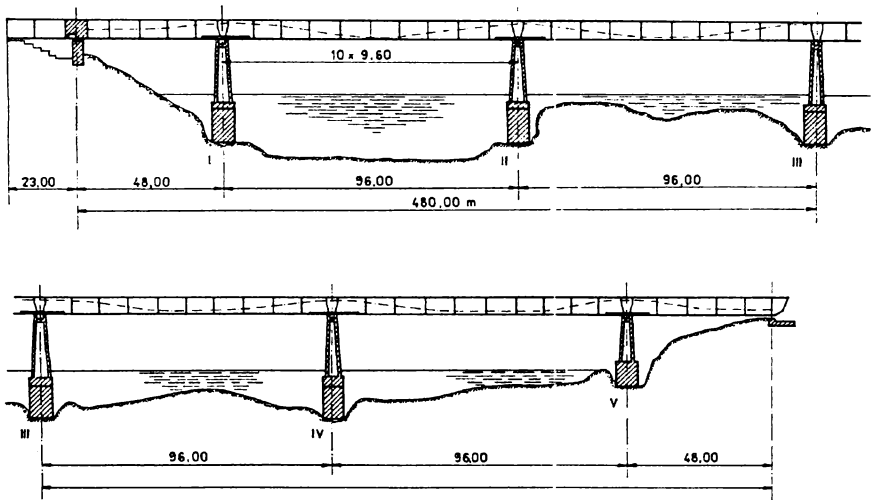


Fig. 3.1a

Cea mai mare deschidere realizată în aceste condiții o are podul peste râul Caroni în Venezuela [60] (4 deschideri centrale de 94 m și cele marginale de câte 47 m).

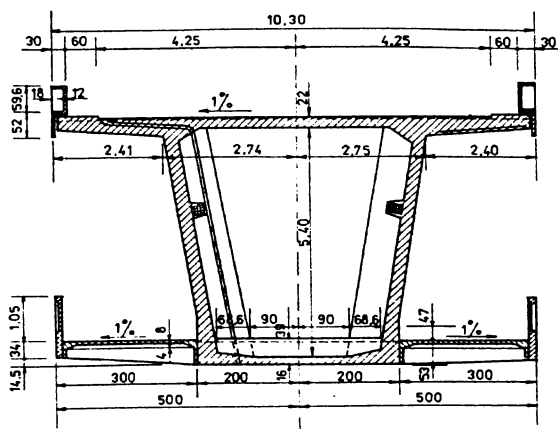


Fig. 3.1b

Înălțimea constantă a secțiunii a fost adoptată din motive de lansare (fig. 3.1a), dar și pentru a asigura realizarea unui sens de circulație în interiorul chesonului (fig. 3.1b).

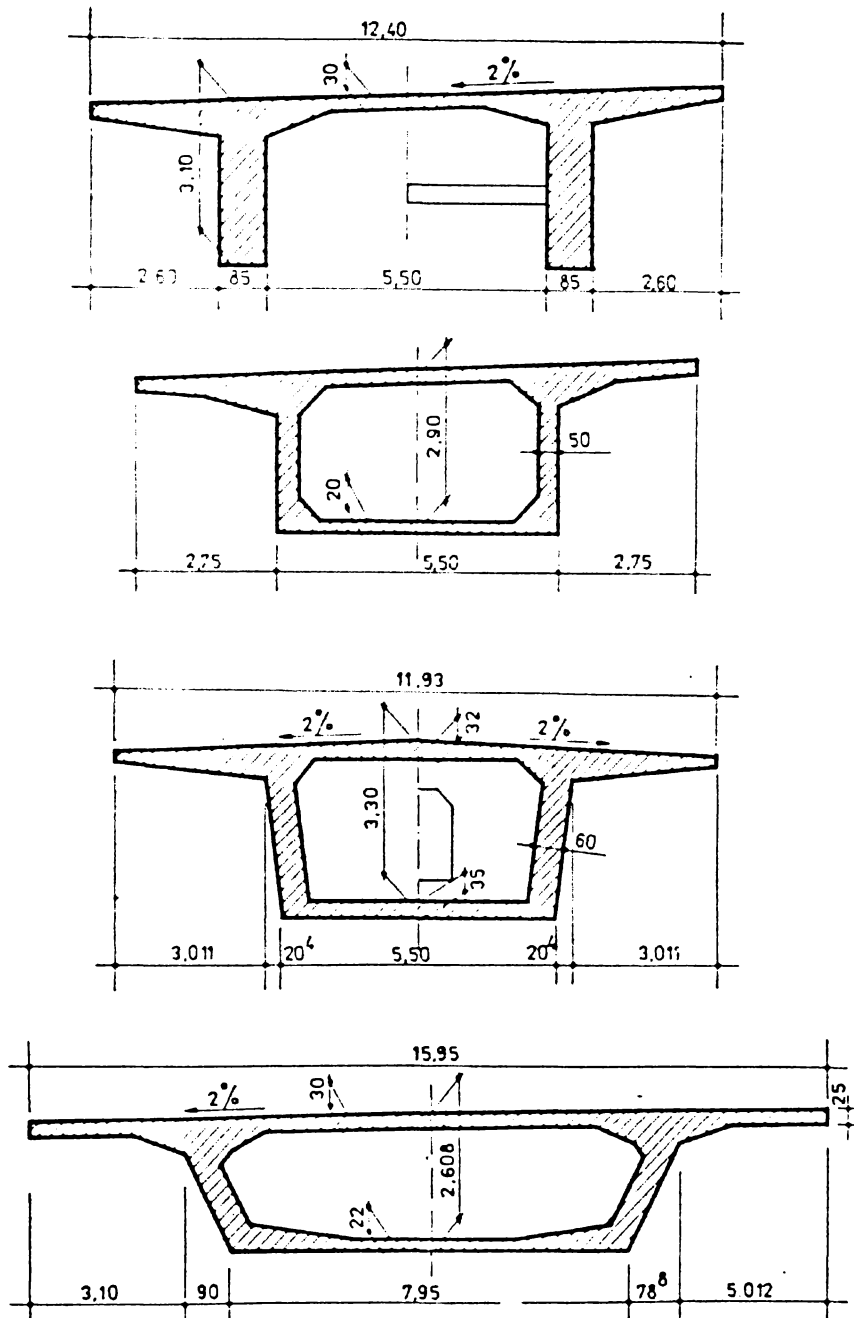


Fig. 3.2

Ulterior, deschiderile au fost limitate la 84 m [103], chiar la 72,5 m [110], deoarece la deschideri mai mari de 60 m se impune folosirea pilelor provizorii în scopul reducerii momentului de încovoiere în consolă.

În profilul longitudinal, s-au realizat poduri în palier dar și în declivitate. Pentru declivități de aproximativ 1 %, se obține o reducere a forței necesare lansării, evident lansarea efectuându-se în coborâre. La structurile amplasate pe declivități mari, de ordinul a 6 %, forța de tracțiune a devenit forța de reținere, cum s-a întâmplat în cazul unor lucrări realizate pe profiluri longitudinale cu declivitatea de 5,355 %, respectiv de cca 6 % [109].

Până la ora actuală au fost realizate prin lansare structuri de poduri cu secțiunea transversală tip dală plină, cu două grinzi principale, și cu o pondere însemnată, cu secțiune cheson cu doi pereți laterali și lățimea plăcii superioare de 10 – 12 m (fig. 3.2).

În prezent se constată o tendință de abandonare, în numeroase situații, a tablierelor pe două grinzi, deși este evidentă simplitatea execuției, și orientarea în tot mai mare măsură spre secțiunile cheson, capabile să preia în condiții mult mai bune eforturile din torsiune și cele ce apar în procesul de împingere, mai ales atunci când lansarea se efectuează de pe mal. În plus, secțiunea cheson prezintă numeroase avantaje și în exploatare, permițând o întreținere corespunzătoare a cablurilor exterioare de precomprimare, pozarea și întreținerea diferitelor rețele de cabluri și conducte, sau desfașurarea circulației.

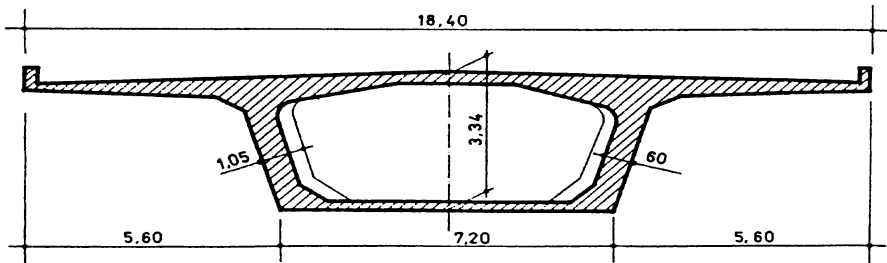


Fig. 3.3

Pentru poduri cu lățime mare, peste 14 m, pentru scurt timp s-a manifestat tendința de a adopta secțiuni transversale cu cheson dublu, sau unic cu pereți interiori. Dar, faptul că gradul mare de nedeterminare statică transversală făcea greu de stăpânit starea de eforturi pe durata împingerii, i-a convins pe constructorii de poduri să abandoneze secțiunile transversale multicelulare, preferând structurile monocelulare, cu lățimi de până la 19 m (fig. 3.3); pentru lățimi de 20...30 m se executau practic două poduri alăturate, perfect independente, sau secțiuni monocelulare cu placă nervurată ori susținută interior sau exterior cu contrafișe [105].

Deși aplicată pe scară largă la execuția podurilor din beton precomprimat de numai două decenii, tehnica de lansare prin împingere s-a perfecționat continuu, fiind posibilă astăzi realizarea nu numai a structurilor în aliniament, palier sau declivitate, dar și a unor structuri cu elemente geometrice în plan orizontal și vertical de o mare complexitate. Se

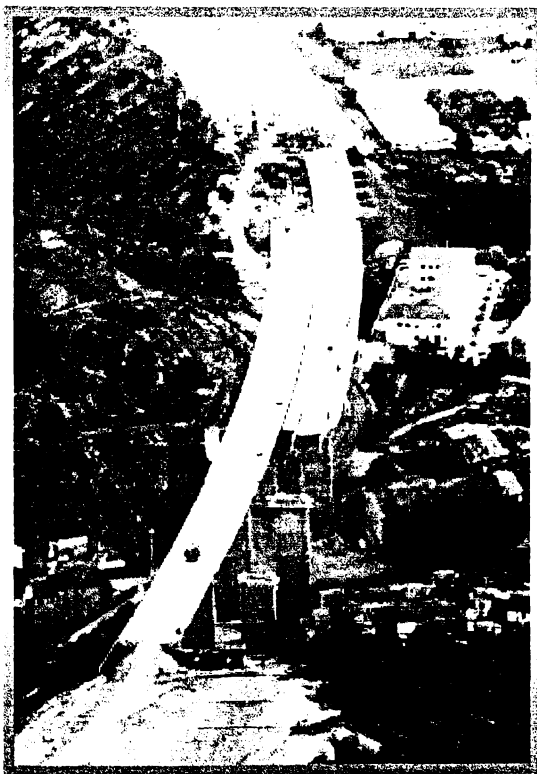


Foto 3.1

vedere al schemei statice longitudinale:

- poduri simetrice cu trei deschideri;
- poduri cu mai multe deschideri.

În prima variantă, podurile se execută sub forma a două semitabliere, câte unul pe fiecare mal, pe uscat, ca și grindă cu consolă, împingerea efectuându-se pentru fiecare semistructură una către cealaltă. Continuizarea structurii se face la mijlocul deschiderii centrale, prin monolitizare. Deschiderea centrală poate fi egală sau dublă față de deschiderile marginale (fig. 3.5).

realizează poduri curbe în plan orizontal, pe arc de cerc (foto 3.1) cu raze de ordinul 500...1500 m [109], [110], precum și poduri curbe în plan vertical pe arc de cerc cu raze mai mari, în jur de 30 000 m [103].

De asemenea s-au construit poduri curbe atât în plan orizontal cât și în plan vertical, (fig. 3.4a,b), sub formă de elice [105]. Se apreciază că la nivelul actual de dezvoltare a tehnicii de construcție pe mal cu lansarea prin împingere, este posibilă execuția de poduri cu desfășurare pe trunchi de con. Structurile lansate prin împingere au fost executate în două variante din punct de

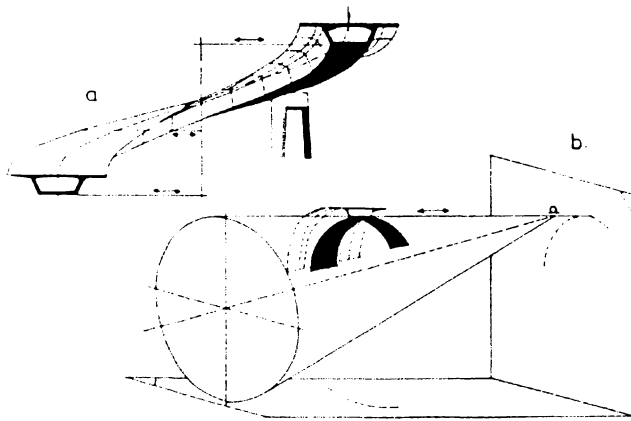


Fig. 3.4

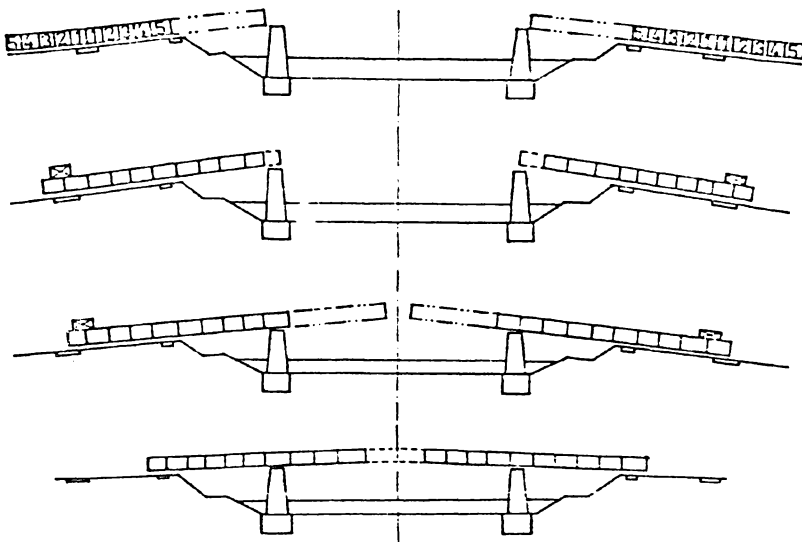


Fig. 3.5

Cea de a doua categorie este mult mai frecvent prezentă la structurile lansate prin împingere. În general sunt poduri de tip grindă continuă cu înălțime constantă, cu deschideri cuprinse în mod curent între 40 și 60 m, care însă pot crește până la 90 m, cu condiția introducerii unor pile provizorii pe durata realizării împingerii (fig. 3.6).

La executarea unui pod a cărui suprastructură se lansează în deschidere prin împingere, se deosebesc următoarele etape, după cum reiese și din figura 3.7:

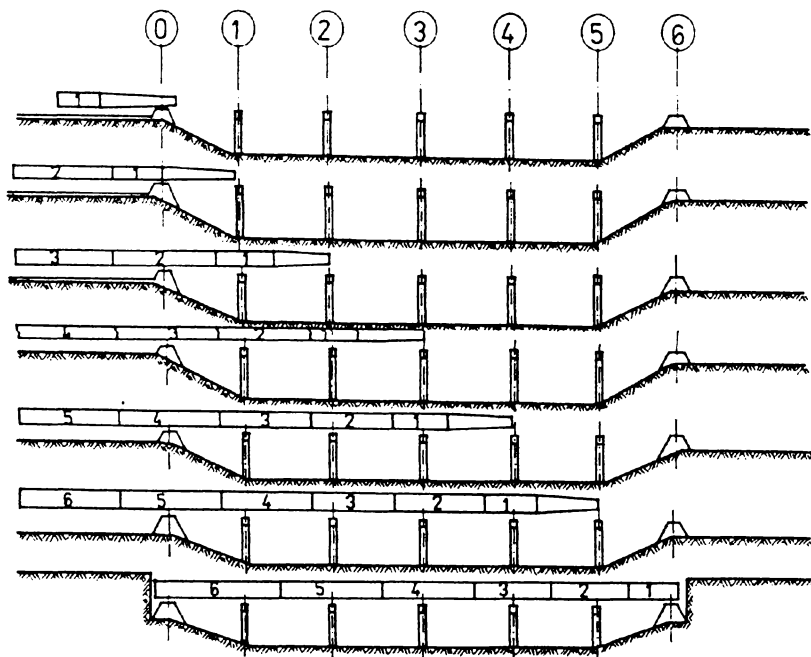


Fig. 3.6

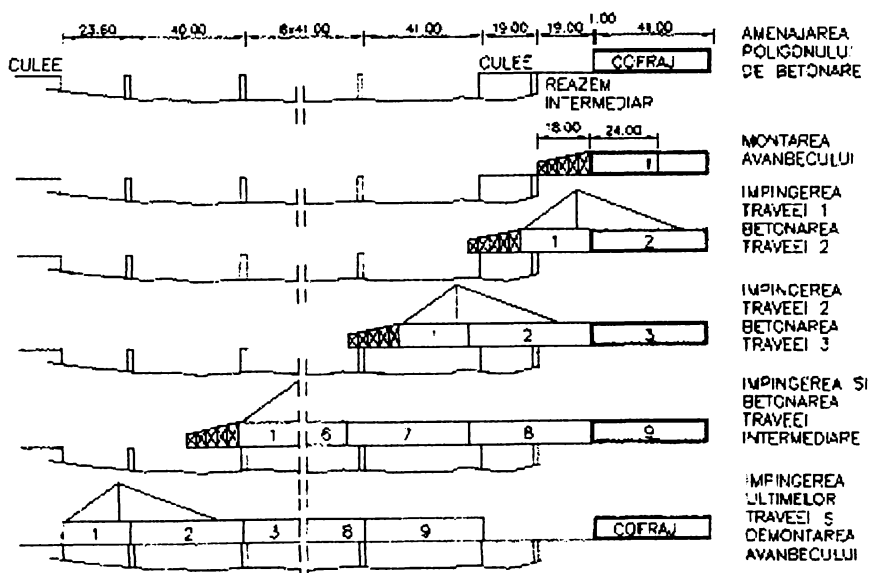


Fig. 3.7

- *Faza I* – a – amenajarea platformei de betonare cu o lungime de cca două ori mai mare decât marimea deschiderii sau lungimea tronsonului de betonare;
- b – montarea în poziție de lucru a avanbecului;
- c – montarea cofrajului;
- *Faza II* – a – împingerea tronsonului 1 împreună cu avanbecul;
- b – confecționarea și montarea armăturii, betonarea și precomprimarea tronsonului 2;
- c – montarea pilonului provizoriu și a cablurilor înclinate, dacă sunt prevăzute la avanbec;
- *Faza III* – a – împingerea tronsonului 2;
- b – confecționarea și montarea armăturii, betonarea și precomprimarea tronsonului 3;
- *Faza IV la faza (n - 1)* – a – împingerea tronsonului (i - 1);
- b – armarea, betonarea și precomprimarea tronsonului i.
- *Faza n* – a – împingerea tronsonului n până la așezarea podului în poziție definitivă;
- b – demontarea avanbecului și a pilonului cu cablurile înclinate aferente dacă acestea au fost necesare;
- c – demontarea cablurilor provizorii de precomprimare (în general exterioare).

Multe din podurile realizate prin împingere până la ora actuală, au traversat văi adânci, pentru pile fiind necesare înălțimi mari de ordinul a 50...60 m, asupra cărora, ele fiind elemente foarte elastice, se impune aplicarea unor măsuri speciale pe durata efectuării deplasării tablărilor.

În decursul timpului, toate elementele constituenete ale tehnicii de execuție pe mal și lansare în deschidere prin împingere au cunoscut o dezvoltare remarcabilă:

- sistemul de ghidare și glisare;
- procesul de împingere;
- tehnologia de prefabricare;
- precomprimarea definitivă;
- precomprimarea provizorie;
- structura și dimensiunile avanbecului;
- stabilitatea pilonului pe durata împingerii.

3.3. Sisteme de glisare și ghidare

Reazemele tangențiale din oțel au un coeficient de frecare cuprins între 0,15 și 0,25 în funcție de finețea de prelucrare a suprafețelor [98]. În cazul teflonului, se constată însă un fenomen spectaculos, de altfel binecunoscut, anume dacă la o presiune de 100 daN/cm² are un coeficient de frecare de 0,009, la creșterea presiunii la 400 daN/cm², coeficientul de frecare scade de patru ori, la valoarea de 0,0023 [98].

În cazul de față, se poate adopta o presiune locală pe beton cu valori cuprinse între 80...100 daN/cm². Literatura recomandă un coeficient de frecare între oțelul înoxidabil și placa de teflon cu valoarea de 0,04, valoare care reduce considerabil forța de împingere și face posibilă aplicarea soluției de lansare prin împingere a podurilor din beton precomprimat [109].

La prima lucrare executată cu această soluție de lansare, dispozitivul de glisare a fost realizat ca o placă de teflon ce glisează, cu o cursă normală a preselor de 1 m, pe o placă din oțel înoxidabil. Dispozitivul era fixat pe un reazem provizoriu pe culee sau în spatele culeei [60]. Aceste aparate de reazem speciale din teflon, s-au plasat atât în spatele culeei cât și pe fiecare pilă, în dreptul fiecărei grinzi principale sau sub fiecare perete vertical al chesonului.

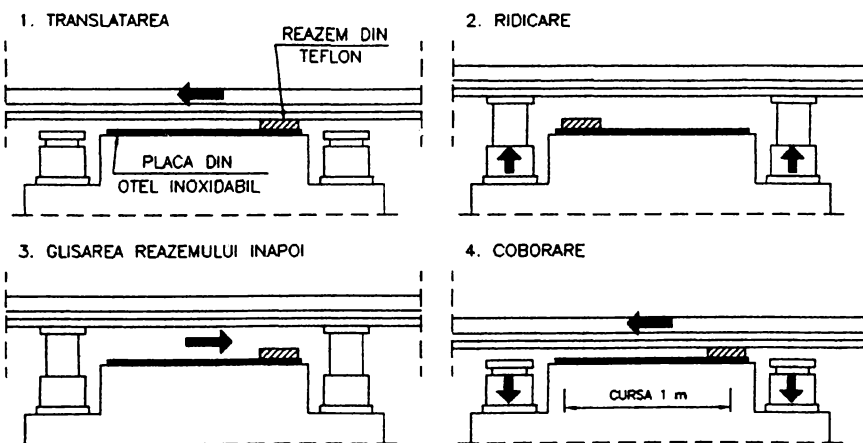


Fig. 3.8

La începutul ciclului de glisare aparatele de reazem din teflon sunt plasate pe capetele din spate ale plăcilor din oțel și apoi se execută glisarea cu cursa presei orizontale de 1,00 m până ce aparatele de reazem din teflon ajung la capătul din față al plăcilor din oțel. Se

procedează la ridicarea tablierului cu prese hidraulice plasate sub fiecare grindă (perete al chesonului) pe fiecare infrastructură și se readuc în poziția inițială plăcile din teflon. După coborârea pe reazeme a tablierului, se reia ciclul de glisare (fig. 3.8). Această variantă este dezavantajoasă prin faptul că numai jumătate din timpul afectat lansării este folosit practic pentru deplasarea tablierului prin glisare, cealaltă ,jumătate fiind consumată cu mișcarea pe verticală a tablierului.

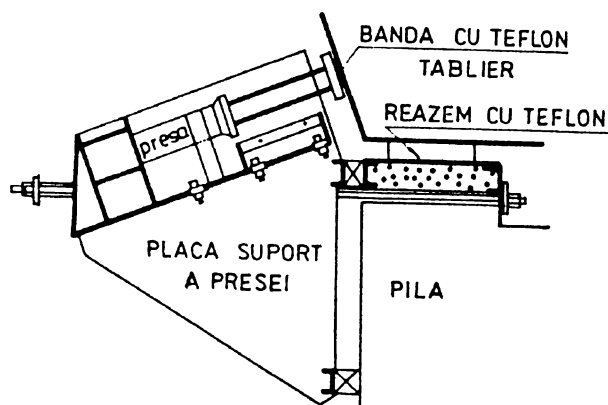


Fig. 3.9

Ghidarea tablierului, în vederea înscrierii pe traseul proiectat, se face cu prese laterale de 25 tf, fixate pe pile, respectiv pe culee, glisarea de ghidare realizându-se pe benzi din teflon aplicate pe fețele laterale ale grinzilor principale sau ale grinzii cheson (fig. 3.9).

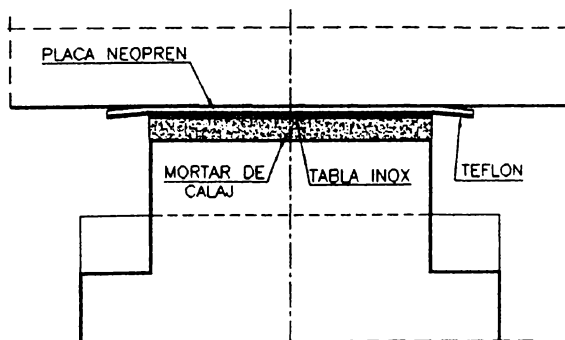


Fig. 3.10

Sistemul de glisare s-a perfecționat, astfel că la ora actuală deplasarea tablierului este continuă, nemaifiind necesare operațiunile de ridicare-coborâre a suprastructurii.

Dispozitivul utilizat în prezent este constituit dintr-un bloc de glisare pe care se fixează o placă de oțel inoxidabil, cu o lungime oarecare, dictată de necesități (în mod obișnuit cca 1 m). Între tablier și placa de oțel se introduc, în timpul glisării, plăci din neopren prevăzute cu o folie de teflon pe fața dinspre placa de oțel. La acest procedeu sunt necesare câte trei plăci din neopren-teflon pentru fiecare reazem, astfel încât în timp ce placa din mijloc este pe reazem, prima placă iese de pe reazem, iar ultima intra pe reazem (fig. 3.10).

Fixarea reazemului din neopren-teflon pe suprastructură se face pur și simplu prin frecare, adică datorită faptului că între beton și neopren coeficientul de frecare este cu mult mai mare decât între teflon și oțel și deci alunecarea se produce între suprafețele din urmă. La lucrările executate în ultima perioadă s-a utilizat cu precădere acest procedeu, datorită avantajelor pe care le prezintă [54].

3.4. Procedee pentru deplasarea longitudinală a tablierului

3.4.1. Tracțiunea cu tije

În evoluția lor, procedeele de împingere au fost imaginate într-o mare varietate de soluții începând cu acelea care, de fapt sunt procedee de tracțiune, pentru ca mai târziu, să se dezvolte soluții bazate pe împingerea propriu-zisă.

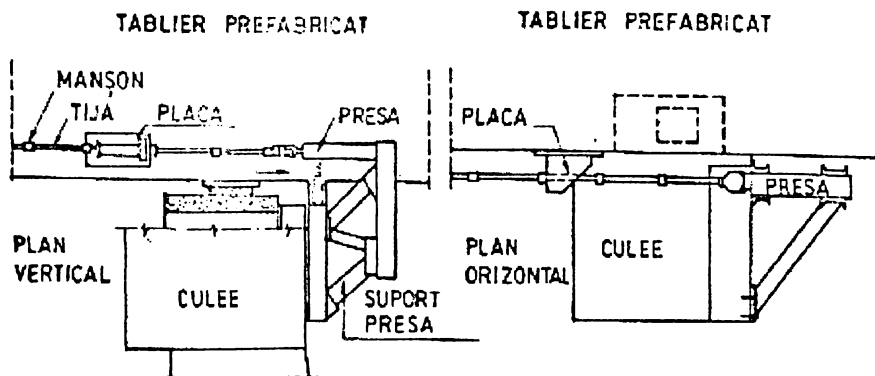


Fig. 3.11

La primul pod realizat cu această tehnologie, "împingerea" s-a realizat practic prin tracțiune, folosind tiranți tronsonați cu lungimea de 1,00 m fixați cu un capăt de pereții laterali ai chesonului la partea din spate a tablierului și cu celalalt capăt de blocul de culee prin intermediul preselor orizontale ce au o cursă de 1,00 m (fig. 3.11).

sect. 1-1

Vedere laterală

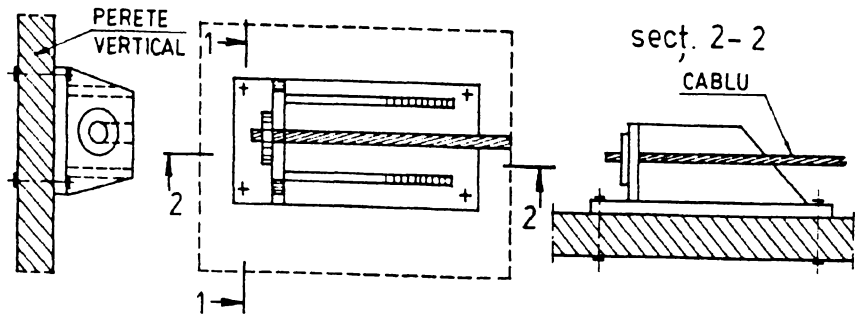


Fig. 3.12

Pe măsură ce glisarea avansează cu câte 1,00 m se elimină câte un tronson din tiranți (fig. 3.12).

3.4.2. Tracțiunea cu cabluri

Se poate efectua în două variante între care există anumite diferențe, așa după cum reiese din prezentarea următoare:

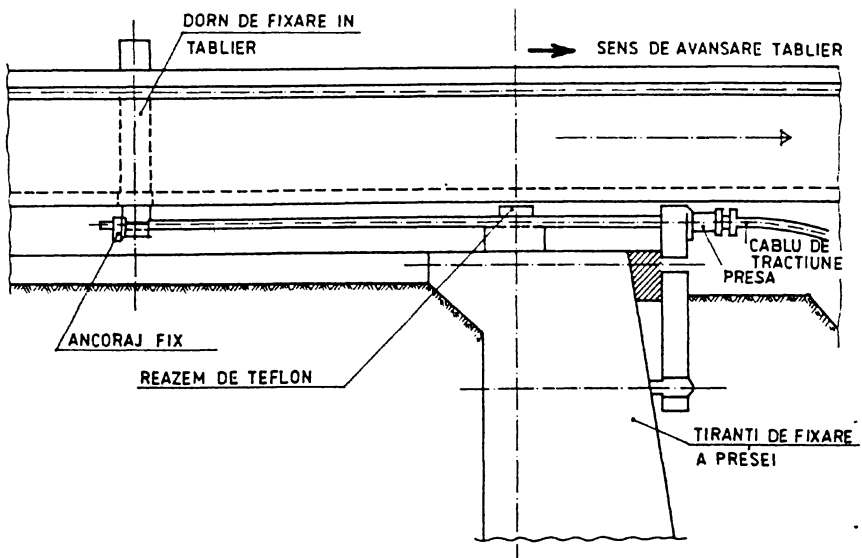


Fig. 3.13

a - se folosesc două cabluri blocate cu prese hidraulice pe console metalice fixate în zidul frontal al unei culei. Celălalt capăt al fiecărui cablu se ancorează de un dorn mobil puternic ce traversează plăcile secțiunii cheson (fig. 3.13). Prin funcționarea presei se asigură scurtarea cablului și avansarea suprastructurii podului. La executarea unei structuri prin această tehnologie s-au folosit două prese hidraulice de 600 tf și două cabluri, fiecare din 31 de toroane T15 care trec pe sub secțiunea cheson a tablierului cu lungimea de 419 m, având deschideri de 45 m. Împingerea tablierului se face de o manieră continuă, fără nici o intervenție manuală, nici la prese, nici la cablu. Pentru a realiza o nouă etapă de glisare, cablurile sunt aduse pe rând în noua poziție de fixare pe tablier cu ajutorul unui dispozitiv cărucior [110];

- procedeul prezintă o securitate satisfăcătoare, deoarece la cedarea unei prese sau la ruperea accidentală a unui cablu structura este menținută în poziție fără probleme de către cealaltă presă; de asemenea, cablurile fiind plasate sub tablier, între longrinele pe care se face glisarea și pe care de fapt se prefabrică tablierul, personalul muncitor este protejat la eventuala rupere a unui cablu;
- dezavantajul acestei variante constă în necesitatea de-a transporta cablurile în noua poziție de fixare pe tablier după fiecare etapă de glisare;

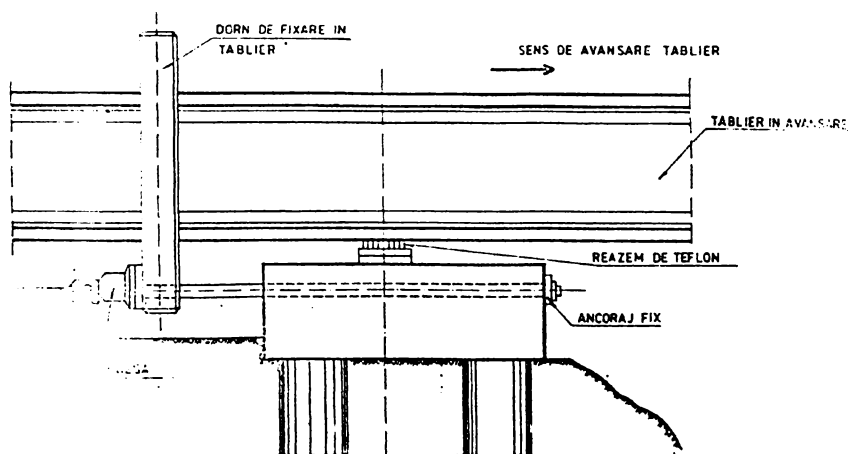


Fig. 3.14

b - varianta a doua, bazată pe aceleași elemente (cablu, presă și dispozitiv de fixare pe tablier), constă în blocarea cablului la capatul de pe culee și fixarea presei la capătul din spate al tablierului (fig. 3.14) [54], printr-un dorn puternic ce traversează plăcile tablierului. În această variantă, cablul rămâne în poziție fixă, preesele deplasându-

se împreună cu tablierul, fiind însă necesară readucerea lor la capătul terminal al tronsonului ce urmează a fi împins.

Ambele variante ale acestui procedeu prezintă un dezavantaj major prin numărul mare de orificii care trebuie lăsate în plăcile tablierului, necesare la pozarea dornurilor pentru fixarea cablurilor.

3.4.3. Împingerea cu prese

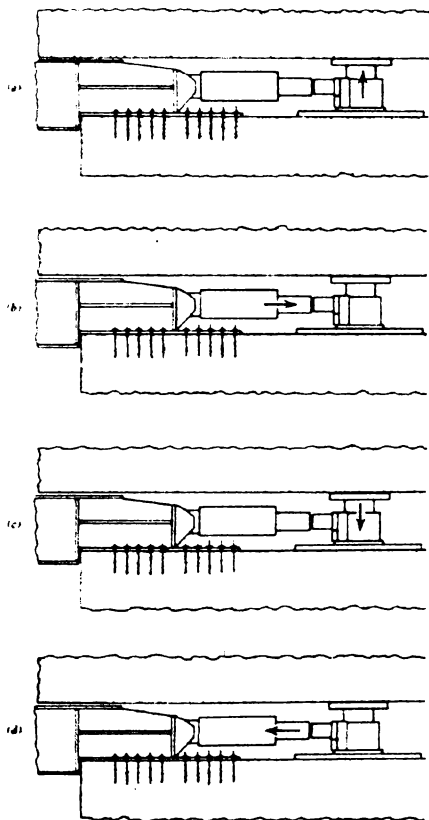


Fig. 3.15

care prin intermediul prezelor verticale, a frecării dintre acestea și tablier, respectiv glisarea lor cu placa de teflon pe placa de oțel, imprimă deplasarea tablierului;

3 - se coboară prezele verticale, eliberându-se de sarcină;

Si în acest caz au fost imaginate mai multe soluții care se pot grupa în două mari categorii:

a - prima variantă (fig. 3.15) preia ideile de ridicare și deplasare a tablierului, însă într-o formă superioară, automatizată. Pe culee, considerat punct fix, se montează câte două prese hidraulice cu cursă orizontală, câte una sub fiecare perete al secțiunii cheson. De pistonul acestora se atașează câte o presă cu cursă verticală, prevăzută cu plăci de teflon fixate la partea inferioară a corpului presei, plăci din teflon care glisează pe plăci de oțel inoxidabil fixate pe bancheta cuzineților [54].

Împingerea tablierului, cu pas intermitent, a cărei valoare este stabilită de mărimea deplasării asigurată de prezele cu cursă orizontală, are loc în patru faze:

1 - prezele verticale ridică tablierul încât preiau în întregime greutatea acestuia;

2 - se pun în acțiune prezele orizontale

4 - pistoanele preselor orizontale revin în poziția inițială, trăgând după ele și preesele orizontale.

Se poate începe acum un nou ciclu de glisare, fără a se interveni manual în acest proces. Pentru un viaduct cu lungimea totală de 339 m și deschideri curente de 59 m, s-au folosit sub fiecare inimă a secțiunii cheson următoarele dispozitive:

- o presă cu cursă verticală și capacitate de ridicare de 785 tf, a cărei talpă inferioară, acoperită cu teflon, glisează pe o placă din oțel inoxidabil;
- o presă orizontală, cuplată cu vecina ei, cu o capacitate de 300 tf, rezemată cu corpul pe culee (ce constituie punctul fix) și cu pistonul pe preesele verticale. În conformitate cu procesul tehnologic indicat, prin ridicarea tablierului cu câțiva milimetri, devine posibilă deplasarea lui orizontală pe distanțe egale cu mărimea cursei pistonului preselor hidraulice cu cursă orizontală, aprox. 25 cm [110].

Comparativ cu procedeul cu cabluri, împingerea cu prese prezintă multiple avantaje cum ar fi:

- nu mai sunt necesare orificiile în plăcile grinzii cheson, care de altfel slăbesc destul de mult secțiunea și modifică traseul normal al cablurilor de precomprimare;
- dispare dornul puternic pentru fixarea cablurilor de tracțiune și manopera aferentă montării – demontării lui;
- nu mai este necesară manevrarea preselor sau a cablurilor după fiecare etapă de glisare;
- se poate utiliza și la lansarea podurilor în pantă, sistemul funcționând ca sistem de frânare.

Acest procedeu rămâne însă costisitor și necesită un număr însemnat de utilaje specifice. În plus, ridică probleme speciale în faza finală de împingere, deoarece dispozitivul este plasat pe culee, unde în faza finală trebuie aplicat un efort orizontal maxim, concomitent cu un efort vertical relativ mic, fapt care face ca frecarea dintre presa verticală și tablier să permită realizarea unui efort orizontal limitat.

b - varianta a doua, pusă la punct cu câțiva ani în urmă, reprezintă o adevărată tehnică de împingere care utilizează longrinele metalice ale platformei de prefabricare și aplică efortul de împingere direct pe ultimul tronson de tablier prefabricat. Principiul procedurii constă în fixarea pe fiecare longrină, în spatele tronsonului prefabricat a două tipuri de prese hidraulice:

- o presă orizontală cu cursa de 100 cm, fixată în spatele tablierului;

▪ două prese horizontale de blocare legate articulat cu presa orizontală (fig. 3.16). Din figură rezultă și modul de funcționare: în primul rând se blochează presele horizontale de fixare pe longrinele metalice și se execută o etapă de glisare prin activarea preselor orizontale; în faza următoare de deblochează presele orizontale de fixare, se deplasează acestea cu ajutorul preselor orizontale, urmând ca în continuare să se blocheze din nou presele de fixare pe longrine și să înceapă un nou ciclu de împingere. Prin urmare, este vorba despre o adevărată presă de împingere, care se fixează automat pe longrina metalică a platformei de prefabricare, împingerea fiind continuă, fără nici o intervenție.

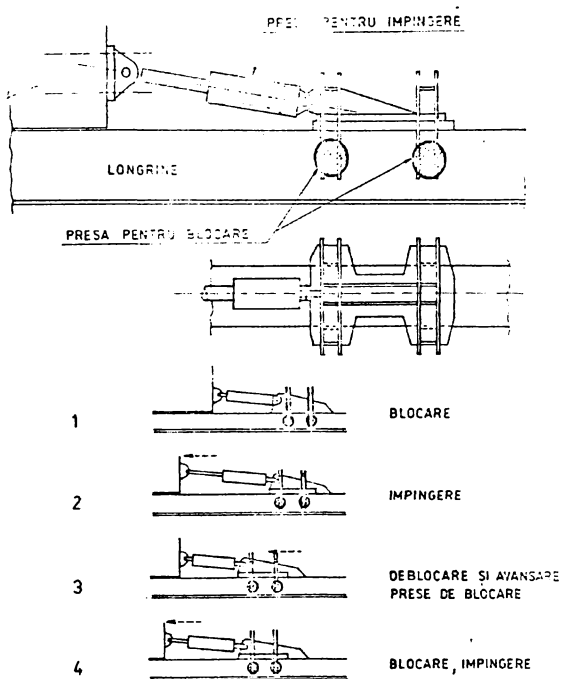


Fig. 3.16

În plus, încă de la începutul lansării, eforturile dezvoltate pentru efectuarea împingerii sunt eforturi interne, în cadrul sistemului tablier-longrine de prefabricare [105].

3.5. Modalități de prefabricare

3.5.1. Tehnologiile devenite clasice

Acestea prevedeau prefabricarea unor tronsoane relativ lungi, pe un amplasament fix situat în spatele unei culei, cu lungimea variind între mărimea unei deschideri și dublul ei.

În funcție de caracteristicile podului – tip de secțiune transversală, lungime totală și număr de deschideri - lungimea elementului prefabricat se alege egală fie cu mărimea deschiderii, fie cu o jumătate sau o treime din deschidere: Având în vedere că din condiții de eficiență a structurii, deschiderile marginale sunt mai mici (0,6...0,8 din deschiderea curentă), va fi relativ ușor să se poziționeze rosturile dintre prefabricate în zonele de moment încovoietor minim, adică $1/3$ sau $2/3$ din deschidere. Dacă deschiderile sunt inegale, din aceleași considerente, se prefabrică tronsoane cu lungimi diferite, evitându-se astfel poziționarea rosturilor în zone puternic solicitate.

Concepția cofrajului și mărimea platformei de prefabricare diferă funcție de tipul secțiunii transversale.

a - secțiunile pe două grinzi principale impun betonarea întregii secțiuni într-o singură fază. În acest caz, lungimea platformei de prefabricare și a cofrajului se dimensionează la mărimea unei deschideri sau la jumătate din ea. Alegerea uneia sau alteia dintre lungimile de prefabricare se face în această situație pe considerente pur economice, în funcție de lungimea podului, rentabilitatea și amortizarea cofrajelor.

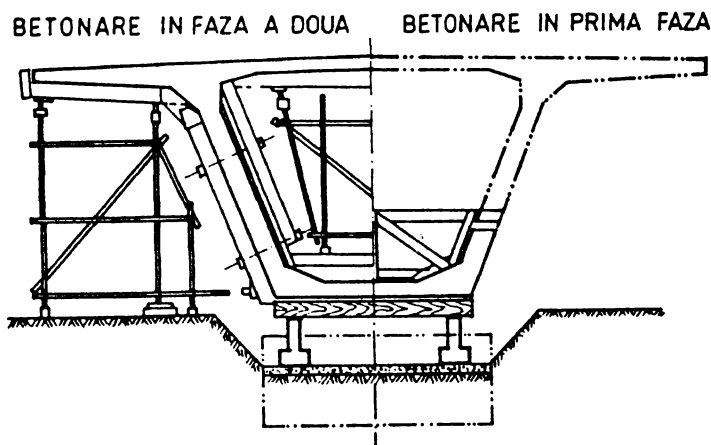


Fig. 3.17

b - secțiunile transversale cheson, din ce în ce mai frecvent folosite datorită avantajelor pe care le prezintă, impun betonarea în trei sau două faze.

Betonarea în trei faze împarte secțiunea în:

- (1) placa inferioară și începutul inimilor;
- (2) inimile secțiunii cheson;
- (3) placa superioară cu începutul inimilor.

Betonarea în două faze împarte secțiunea în:

- (1) placa inferioară și înimile secțiunii cheson, formând o secțiune în U;
- (2) placa superioară cu începutul inimilor (fig. 3.17).

După o scurtă experiență, în practică s-a impus betonarea în două faze, aceasta făcându-se diferit, după cum separarea celor două faze se produce în *timp* sau *spațiu* .

Separarea în *timp* între cele două faze de betonare se face fără a efectua deplasarea tablierului pe platformă. Cele două faze distincte de betonare corespund la două operații succesive ale ciclului. În prima săptămână se betonează secțiunea U, iar în a doua săptămână se betonează placa superioară. În acest caz, lungimea cofrajului este egală cu lungimea unei deschideri, iar împingerea se face pas cu pas, în timp, la două săptămâni.

Separarea în *spațiu* se face prin fazele de betonare, care se desfășoară distinct și decalat pe aria de prefabricare. Două echipe independente lucrează simultan, fiecare pe o anumită zonă a ariei de prefabricare. Astfel, în fiecare săptămână se realizează pe zona 1, tronsonul "i" al secțiunii U și în același timp pe zona 2 imediat următoare, placa superioară a tronsonului "i-1". În acest caz, împingerea se execută după fiecare săptămână, pe o distanță egală cu lungimea cofrajului, adică jumătate din deschidere.

Se constată că indiferent de metoda de betonare, ritmul de avansare este același, adică o travée la două săptămâni.

3.5.2. Tehnologii noi

Acestea sunt rodul intenției de eficientizare a tehnicii de construcție pe mal și lansare în deschidere a podurilor prin împingere. Se bazează în principiu pe utilizarea de cofraje scurte, cu lungimi de 3 la 7...8 m și în unele cazuri chiar 10 m [54].

Spre deosebire de tehnologiile prezentate anterior, în acest caz betonarea se execută pe tronsoane relativ scurte, deosebindu-se trei direcții de dezvoltare:

- *prefabricare de tronsoane scurte în cofraje fixe* , cu împingere după fiecare tronson;
- *prefabricare de tronsoane scurte în cofraje mobile* , cu împingere după betonarea unui anumit număr de elemente;
- *prefabricare de tronsoane scurte în cofraje fixe și împingerea în două etape* .

Primele două variante au fost aplicate deja la execuția podurilor pe când varianta a treia se afla în fază avansată de studiu.

3.5.2.1. Prefabricare de tronsoane scurte în cofraje fixe

Această variantă utilizează cofraje comparabile cu cele folosite la prefabricarea tronsoanelor cu rosturi încheiate utilizate la podurile executate în consolă. Cofrajul se plasează într-un "punct fix", la o anumită distanță în spatele culeei.

Fiecare ciclu de construcție constă în betonarea unui nou tronson, alături de partea de tablier turnată, care are rol de închidere pentru un capăt al cofrajului. Spre deosebire de tronsoanele scurte prefabricate independente, în acest caz rostul este o simplă întrerupere de betonare, tratat ca atare, adică prin buciardare și continuizarea armăturii pasive (netensionate).

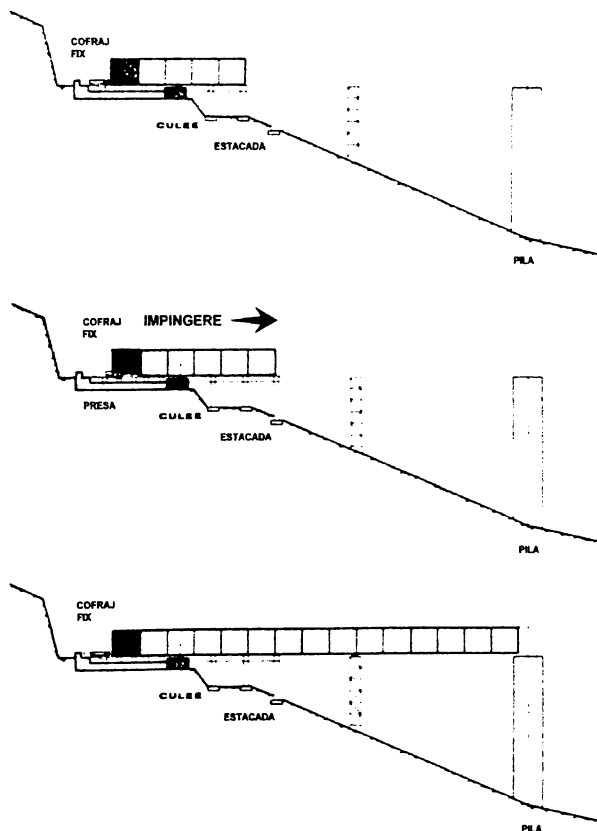


Fig. 3.18

După betonare, tronsonul prefabricat este decofrat și împins în față până la degajarea cofrajului (pe o distanță egală cu lungimea lui), acesta devenind disponibil pentru o nouă

betonare după pregătirile tehnologice impuse: curățirea cofrajului, montarea armăturii netensionate. După betonare și decofrare se reia ciclul, posibil de urmărit în figura 3.18.

Ca și avantaje ale acestei variante, se pot specifica următoarele:

- platformă de prefabricare foarte scurtă, cu instalații simple;
- cofraj de dimensiuni reduse, cu posibilități de automatizare și diminuare a costurilor;
- garantarea unei bune calități și a unei productivități mari, datorată numărului sporit de tronsoane identice ce se execută.

3.5.2.2. Prefabricare de tronsoane scurte în cofraje mobile

Platforma de prefabricare este gândită cu lungime mult mai mare, așa fel încât să se poată monta longrine pentru betonarea unei deschideri întregi, pe când cofrajul propriu-zis necesar la betonarea tronsoanelor este de dimensiuni reduse, de ordinul a 5...8 m.

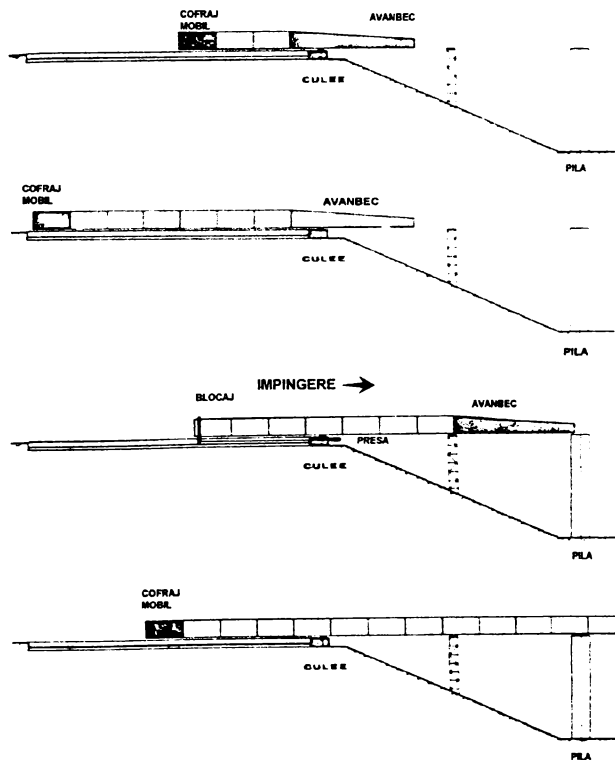


Fig. 3.19

Acest cofraj se deplasează pe longrine, făcând posibilă betonarea, tronson după tronson, chiar a unei deschideri întregi. După prefabricarea unei lungimi de structură ce se împinge, se trece la operația propriu-zisă de glisare (fig. 3.19).

Ca și avantaje ale acestei variante, trebuie amintite următoarele:

- cofraj scurt, realizat cu costuri relativ mici;
- operații de împingere pe distanțe mari, deci cu un consum de timp mai redus decât la deplasări dese pe distanțe scurte;
- precomprimarea se face înainte de împingere, reducându-se sau chiar eliminându-se riscul de fisurare.

Dar există și inconveniente, cum ar fi:

- cofrajul deși scurt, implică dotări mai costisitoare legate de posibilitatea lui de deplasare în lungul structurii;
- platforma de lucru este de lungime mare, cu longrine care să asigure deplasarea cofrajului, pe toată lungimea lor.

3.5.2.3. Prefabricare în cofraj fix și împingerea în două etape

Această a treia variantă asociază avantajele de la primele două și evită în mare măsură inconvenientele semnalate.

Urmărind figura 3.20, cofrajul fix, în care se prefabrică tronsoane scurte, se amplasează la capătul din spate al longrinelor, cât mai departe de culee. Se execută în acest cofraj tronson după tronson urmărind prima variantă, deplasându-se pe longrinele suport înspre culee. La terminarea primei deschideri, după efectuarea precomprimării, se procedează la împingerea ei, eliberând aria de prefabricare, ce devine disponibilă pentru executarea următoarei deschideri.

Se repetă operațiunile ca și în cazul deschiderii anterioare, se precomprimă deschiderea executată, se cuplează (monolitizare și armătura pretensionată) cu deschiderea deja lansată și se procedează la lansarea întregului ansamblu. Pe aria de prefabricare se pot executa lucrările de betonare pentru deschiderea ce urmează, tronson după tronson.

În urma analizării acestui procedeu de prefabricare-lansare, se desprind o serie de avantaje:

- cofrajul scurt este în același timp și fără posibilități de deplasare, poate fi ușor automatizat;
- arie de prefabricare mare, dar simplă, longrinele deși lungi, nu sunt înzestrate cu dispozitive pentru asigurarea deplasării cofrajului;

- numeric, operațiile de împingere sunt reduse la minim, nedepășind numărul de deschideri;
- împingerea fiecărui element se face pe distanțe mici, cu rezemare continuă pe longrine, cu un personal muncitor numeric redus;
- permite precomprimarea unei deschideri întregi și introducerea precomprimării adiționale exterioare pentru împingere;
- monolitizarea deschiderilor între ele reduce practic la zero riscul de a acumula erori de geometrie, făcând în același timp posibilă efectuarea corecturilor necesare.

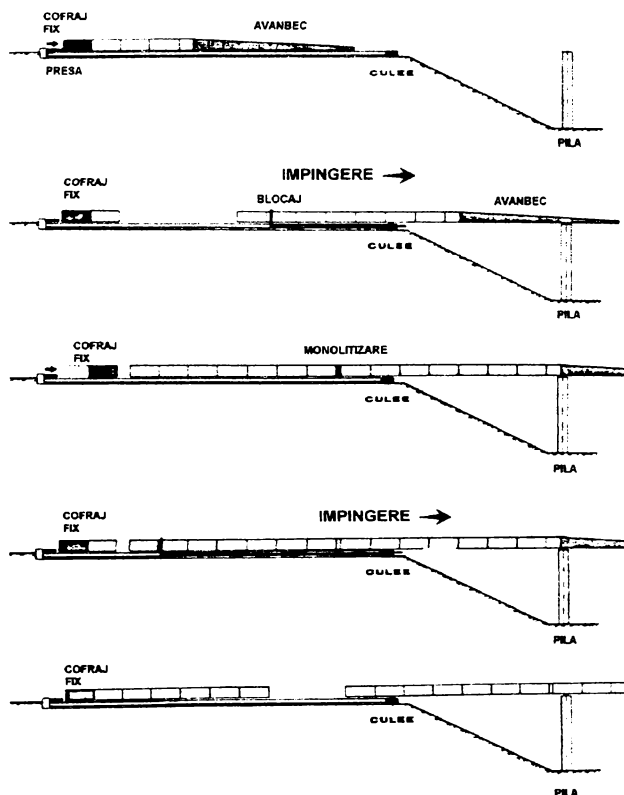


Fig. 3.20

Ramâne totuși un inconvenient, și anume acela al lungimii mari a platformei de prefabricare.

Deși aceste tehnologii de execuție asigură același ritm de producție ca și soluțiile considerate clasice, ele sunt considerate mult mai avantajoase în primul rând datorită costului mult diminuat al cofrajului de dimensiuni reduse.

3.5.3. Tehnologii cu prefabricare în fabrici

Pornind de la existența în România a unor fabrici de prefabricate, cu capacitate mare de producție la parametri calitativi oricum superiori celor atinși pe șantier, se propune o soluție constructivă cu secțiune cheson, realizată parțial în astfel de fabrici. Deși "prefabricare" ar putea implica "monotonie", totuși prin proiectarea unui cofraj cu geometrie variabilă, s-ar putea obține o multitudine de forme, adaptate cerințelor funcționale și estetice ale structurii de pod preconizată a fi executată.

În scopul simplificării prefabricării secțiunii cheson, se propune prefabricarea în fabrici, separat, a celor două înimi împreună cu părți ale plăcilor, inferioară și superioară (fig. 3.21). Lungimea prefabricatelor se va alege între 3,00 și 8,00 m, în funcție de posibilitățile de transport și manevrare (utilaje de ridicat). Părțile monolite ale plăcilor - betonare faza 2 la placa inferioară și betonare faza 3 la placa superioară - se vor executa după montarea inimilor pe longrinele de pe care se efectuează împingerea și după ce s-a făcut matura rosturilor dintre inimi, acestea fiind așezate pe longrine corect, pentru respectarea cu fidelitate a geometriei podului.

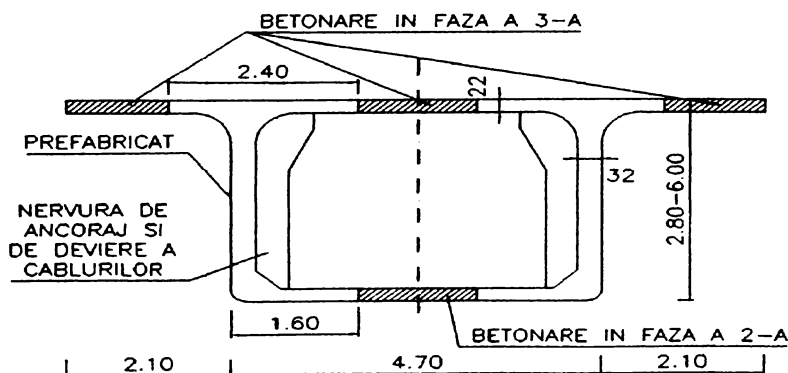


Fig. 3.21

După asamblarea unei deschideri se procedează la împingerea ei, lasând loc pentru asamblarea deschiderii următoare. Rosturile dintre tronsoanele asamblate se vor fixa la 1/4 respectiv 3/4 din lungimea deschiderii respective.

Avantajele soluției propuse sunt următoarele:

- se reduce mult volumul de muncă pe șantier, unde condițiile de desfășurare a activității sunt mai dificile;
- se simplifică execuția secțiunii cheson;

- prefabricatele realizate industrial sunt de calitate mai bună decît cele realizate pe șantier (o situație valabilă din păcate la ora actuală în țara noastră).

3.6. Platforma de prefabricare

Platforma de prefabricare conține spații de fasonare a armăturilor, utilaje de ridicat și transport, una sau mai multe linii de prefabricare a suprastructurii podurilor. Acestea din urmă sunt dotate cu două longrine continue, din beton armat, cu traiectorie rectilinie sau curbă, după cum o cere profilul în plan al podului, ele fiind amplasate sub inimile secțiunii cheson. La partea superioară, longrinele de beton armat sunt acoperite cu o platbandă din oțel fixată în beton, care constituie de fapt calea de rulare sau glisare (depinde de tehnologia preconizată).

Glisarea propriu-zisă se realizează folosind plăci din oțel, mobile. Între acestea și plăcile din oțel de pe longrine se așează substanța de gresare în strat subțire. Dacă în locul plăcilor din oțel se folosesc plăci din neopren, glisarea se va realiza prin intermediul unei pelicule de teflon, pe placa de oțel a longrinei.

Pentru a nu se cumula erori în geometria longitudinală a tablierului, trebuie să se acorde mare atenție pozării corecte și exacte a plăcilor din oțel pe longrine.

În procesul de lansare, după iesirea din lucru a plăcilor mobile din oțel sau neopren-teflon, la capătul dinspre culee al longrinelor, acestea se recuperează și se dispun sub noile tronsoane ce urmează a fi betonate. În afara longrinelor, tablierul glisează pe dispozitivele descrise la paragraful 3.3.

3.7. Precomprimarea - aspecte specifice acestor structuri

Suprastructurile din beten precomprimat sunt prevăzute cu armătură pasivă (netensionată) și armătură pretensionată.

Pentru armătura obisnuită, cea care conferă caracterul de beton armat și preia parte din forțele tăietoare, se consideră ca optim un procent de armare de 0,065 pe fiecare direcție, acceptând un spor de 30 % pentru suprapuneri, coturi și puncte singulare. Se ajunge în acest fel la o cantitate de armătură pasivă de cca 130 kg/m³. Deoarece în anumite cazuri se impune ca procentul de armare să nu depășească 0,05, se acceptă ca normală o cantitate de armătură cuprinsă între 110...150 kg/m³.

Armătura pretensionată, funcție de greutatea convoiului de calcul și de înălțimea grinzii raportată la deschidere, reprezintă cantități care oscilează în jurul valorilor 45...50 kg/m³. În cazul podurilor lansate prin împingere, armătura pretensionată, pe lângă rolul de a contribui la preluarea solicitărilor din greutatea permanentă și din sarcini utile, trebuie să asigure și preluarea acelor din greutatea proprie în fiecare secțiune pe durata efectuării împingerii. Prin urmare se pot deosebi două categorii de armătură pretensionată, una care să preia sarcinile din exploatare, iar cealaltă, sarcinile ivite în procesul de împingere. Precomprimarea definitivă concentrează armătura pretensionată la partea inferioară a grinzii în zonele de câmp și la partea superioară a secțiunii, în zonele de reazem, traseul rezultat fiind sinusoidal sau parabolic (fig. 3.22). Pe durata împingerii, fiecare secțiune trebuie să preia atât momente de încovoiere pozitive cit și momente de încovoiere negative. Înseamnă că cea mai potrivită este o precomprimare centrică moderată, cu valoarea medie de cca. 50 daN/cm², care se obține prin dispunerea unei alte cantități de armătură sinusoidală, opusă celei definitive, încât rezultanta lor să dea o precomprimare centrică.

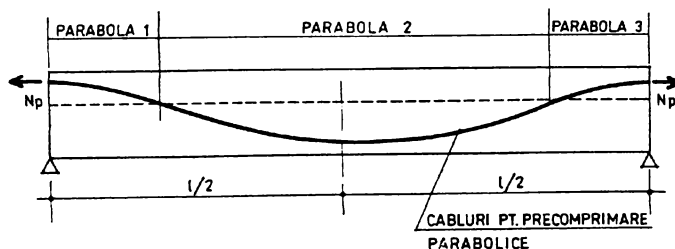


Fig. 3.22

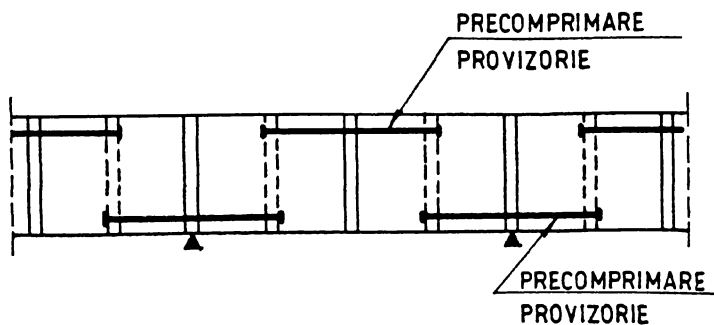


Fig. 3.23

Deoarece centrul de greutate al secțiunii nu este la mijlocul înălțimii ei și momentele de încovoiere în exploatare nu sunt egale, cele de pe reazeme cu acelea din câmp, pe lângă armătura sinusoidală, este necesară dispunerea și de armătură dreaptă scurtă (fig. 3.23). Pentru a nu depăși eforturile unitare în beton în fazele de împingere, se impune ca unele categorii de armături definitive să se pretensioneze numai după efectuarea împingerii, apărând astfel mai multe faze de pretensionare (fig. 3.24).

Cele prezentate se referă la "idealul" în ceea ce privește precomprimarea, care este dificil de realizat, depinzând în plus și de tipul secțiunii transversale: tablier pe două grinzi principale, sau secțiune cheson. Cablurile rezultate ca necesare numai în procesul de împingere, este bine să fie recuperate, asigurându-se reutilizarea lor.

Acest fapt devine posibil dacă ele se amplasează în afara secțiunii de beton, ca și cabluri exterioare. După necesități, se pot amplasa atât în interiorul chesonului, cât și în exteriorul lui, deasupra plăcii superioare. Cablurile pentru sarcinile de exploatare pot fi cabluri în beton sau în afara secțiunii de beton, dar oricum în interiorul chesonului.

Având în vedere cele enunțate, în funcție de tipul secțiunii transversale, apar următoarele situații:

- tabliere pe două grinzi:
 - numai cabluri în secțiunea de beton;
- tabliere cu secțiune cheson:
 - cabluri în beton și cabluri exterioare;
 - numai cabluri exterioare.

Cablurile exterioare prezintă numeroase avantaje.

Ele se curbează numai în plan vertical, pe când cele întioare se curbează atât în plan vertical cât și în plan orizontal, în interiorul plăcii, deci la acestea din urmă pierderile de tensiune sunt mai importante.

În cazul în care se pune problema de a demonta cablurile adiționale, acest fapt este posibil numai dacă ~~ele~~ sunt montate ca și cabluri exterioare. Din această cauză, la tablierele pe două grinzi principale, armătura necesară în procesul de împingere nu se mai poate recupera, rămânând încorporată în beton. De aici un consum aproape dublu de armătură: 55 kg/m³ la tablier pe grinzi, față de 32 kg/m³ la secțiune cheson [109].

Folosirea unei armături pretensionate drepte, conduce la o productivitate a muncii sporită și la pierderi de tensiune mai mici. Din această cauză, la unele tabliere cu secțiune cheson se preferă pozarea armăturii pretensionate drepte necesară la împingere, în plăci, armătura nefiind recuperabilă.

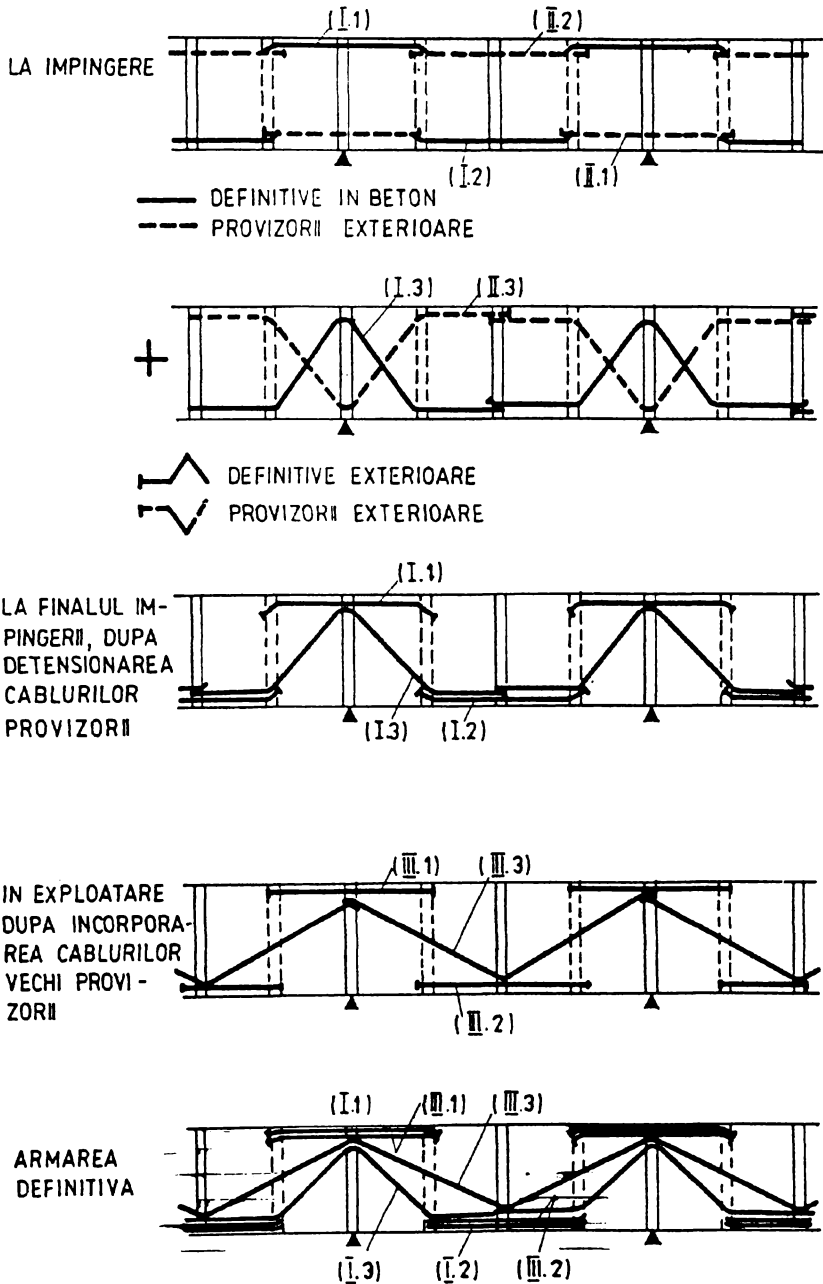


Fig. 3.24

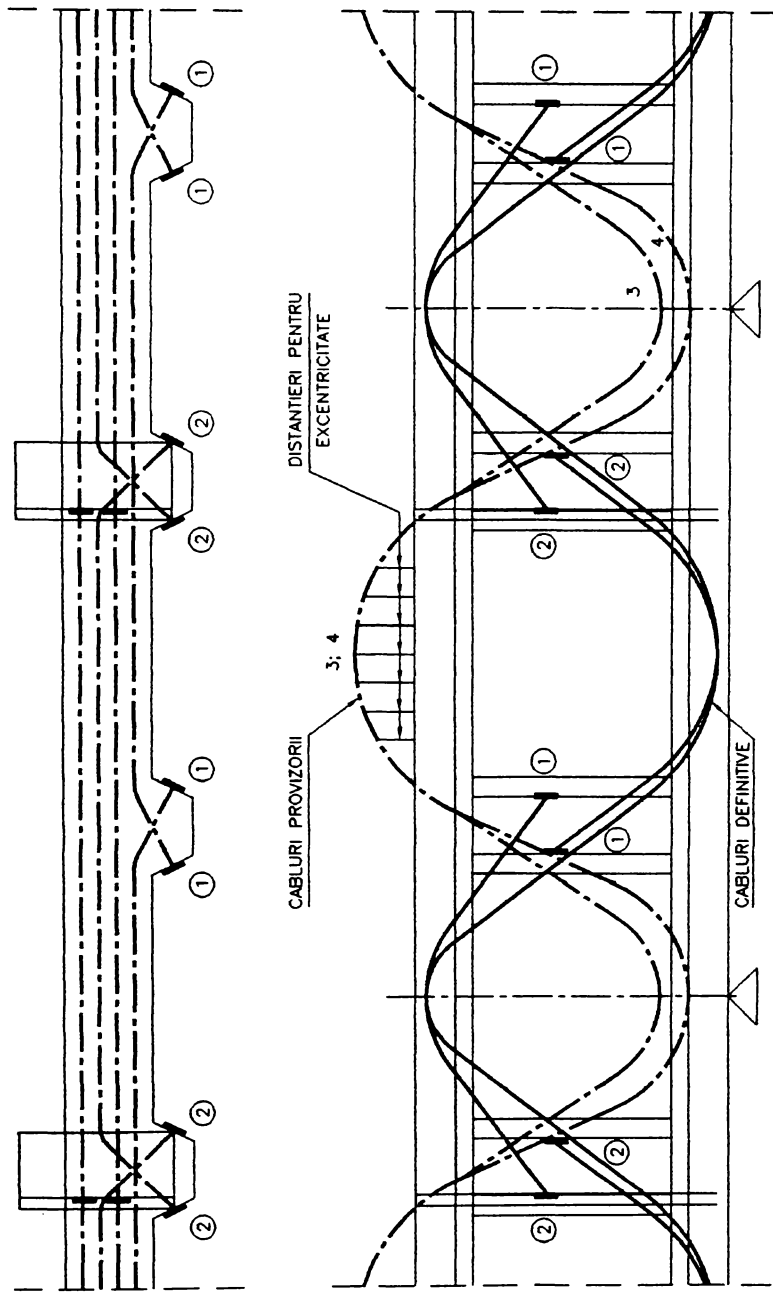


Fig. 3.25

Prevederea unor nervuri interioare la secțiunile cheson, face posibilă plasarea armăturii definitive în înimi și plăci și a armăturii provizorii în exteriorul secțiunii de beton, putând fi astfel ușor de demontat (fig. 3.24). Pentru creșterea eficienței armăturii provizorii, aceasta poate fi scoasă la partea superioară a plăcii carosabile (fig. 3.25 și foto 3.2).

Utilizând precomprimarea exterioră, se pot realiza structuri mai ușoare, cu forme mai simple, de ansamblu sau de detaliu. Devine posibilă reducerea grosimii medii de beton de la cca. 0,75 m [110], la cca 0,47 m [54].

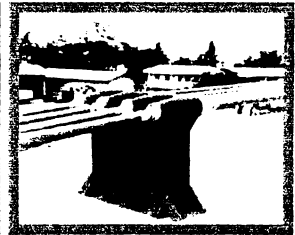


Foto 3.2

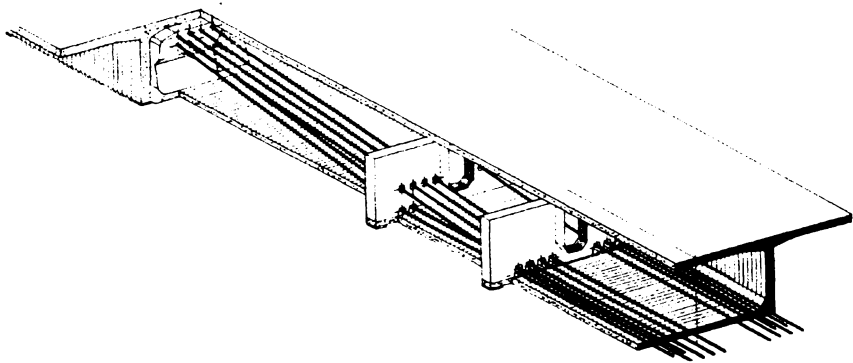


Fig. 3.26

La precomprimarea exterioră, tubulatura de protecție este metalică sau din polietilenă de înaltă densitate, etanșă și dublată în zona deviatorilor, așa fel încât cablul este absolut independent față de elementul din beton și prin eliberarea blocajelor, recuperabil.

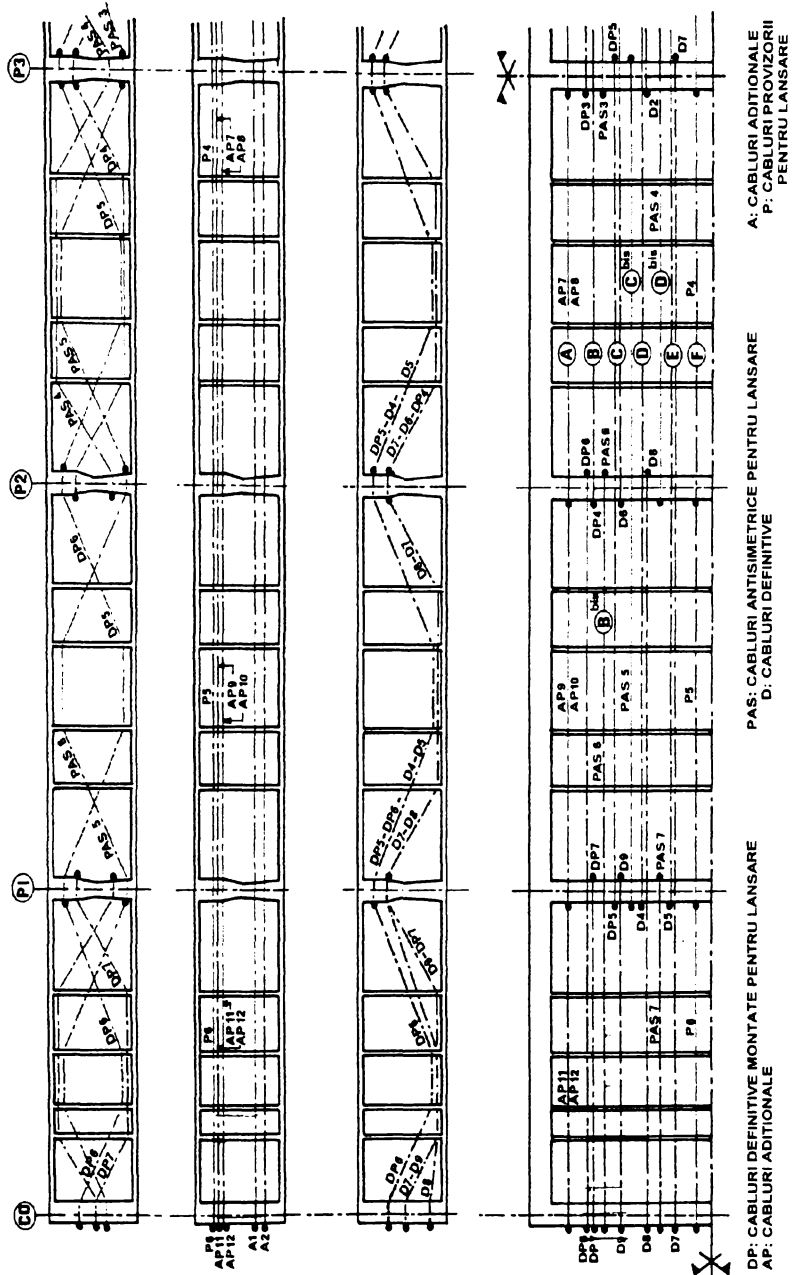


Fig. 3.27

În acest caz protecția anticorozivă a cablului se poate face fie cu lapte de ciment la cablurile protejate-gresate, fie cu un fluid de natură petrolieră, vâscos, dar care nu se solidifică spre deosebire de laptele de ciment utilizat în cazul armăturii pretensionate obișnuite (fig. 3.26) [54].

Din exemplul prezentat în figura 3.27 reiese că armătura pretensionată utilizată în procesul de lansare prin împingere se poate împărți în trei categorii:

- cabluri definitive, 19T15, pretensionate înainte de împingere, cu traseu trapezoidal;
- cabluri antisimetrice, 19 toroane de 15 mm, pretensionate înainte de împingere, care contribuie la realizarea unei precomprimări centrice, însă insuficient centrată în raport cu caracteristicile geometrice ale secțiunii;
- cabluri drepte, 19 și 22T15, cuplate travee cu travee, care permit obținerea unei forțe de precomprimare centrice.

Ultimele două tipuri de cabluri se demontează după efectuarea împingerii, devenind reutilizabile la alt tablier.

3.8. Avanbecul - element caracteristic

3.8.1. Utilitatea avanbecului

Deplasarea tablierului pe durata procesului de împingere conduce la dezvoltarea unor momente de încovoiere care trec de la momente de încovoiere pozitive, când secțiunea considerată este în câmp, la momente de încovoiere negative, când aceeași secțiune este deasupra reazemelor. Secțiunea cea mai puternic solicitată rămâne însă secțiunea de pe reazem a consolei tablierului, când acesta încă nu atinge pila următoare. Momentul de consolă ce se dezvoltă din efectul de consolă fără avanbec, are valoarea $0,5 \cdot l \cdot I \cdot g$, calculat pentru cea mai mare deschidere a tablierului. Se apreciază că valoarea acestui moment de încovoiere este aproape de șase ori mai mare decât momentele ce se dezvoltă pe durata împingerii în orice altă secțiune a tablierului. Acest moment de încovoiere este mult mai mare și raportat la momentul de încovoiere de dimensionare a tablierului, astfel că s-ar impune o precomprimare suplimentară puternică.

Evitarea precomprimării puternice în zona primului reazem, este posibilă prin utilizarea unui "avanbec", care reduce foarte mult momentul de încovoiere din tablier. Avanbecul este o construcție metalică, de lungime bine stabilită, cu greutate mult mai mică decât cea a tablierului, fixat pe partea din față a suprastructurii, care are rolul de a reduce mult lungimea consolei ce apare la suprastructură înainte de atingerea reazemului următor.

Din punct de vedere al lungimii, avanbecurile se pot împărți în două categorii:

- scurte, structura fiind prevăzută suplimentar cu pilon provizoriu și cabluri înclinate;
- lungi.

La primul pod din beton precomprimat lansat prin împingere, cel realizat peste râul Caroni în Venezuela [60], s-a utilizat un avanbec scurt prevăzut cu un pilon provizoriu și cabluri înclinate. La podurile construite ulterior folosind tehnica de lansare prin împingere, s-au utilizat cele două tipuri de avanbec, optându-se în ultimul timp pentru avanbecul lung datorită simplității sale.

3.8.2. Avanbecul scurt

Avanbecul scurt este constituit practic dintr-un ansamblu pilon provizoriu-cabluri înclinate-avanbec propriu-zis. Pilonul este de tip cadru transversal podului, amplasat în dreptul diafragmei-antretoază ce corespunde secțiunii de rezemare pe pilă. Înălțimea pilonului se alege aproximativ 1/4 din deschidere, așa fel încât cablurile înclinate să facă un unghi de minimum 14° față de orizontală. Deoarece în timpul deplasării tablierului punctele de reazem ale pilonului și acelea de fixare ale cablurilor înclinate nu rămân pe curba sau dreapta fixate inițial, pilonul se montează pe o presă hidraulică de 300...500 tf, cuplată cu un dinamometru, prin acest sistem urmărindu-se păstrarea eforturilor rezultate din calcule, atât în cabluri cât și în structură. Urmărirea și corectarea stării de eforturi se face computerizat. Prin comandarea presei de sub pilonul provizoriu se poate corecta săgeata consolei tablierului la momentul rezemării pe pila următoare.

Cablurile înclinate se desfășoară în lungul tablierului, ancorând extremitatea din față de partea centrală a structurii.

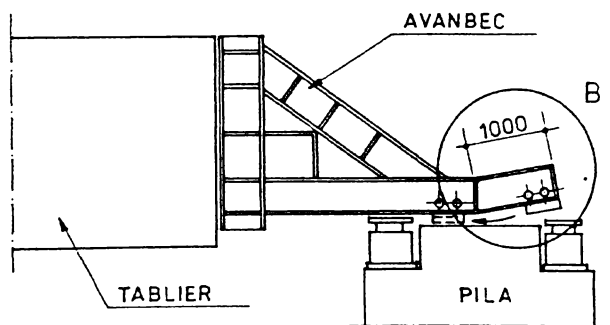


Fig. 3.28

Avanbecul scurt are o lungime de $(0,05...0,2) \cdot L$ (fig. 3.28), în partea din față fiind prevăzut cu un dispozitiv special care permite preluarea micilor nepotriviri la atacarea reazemului de pe pilă (fig.3-28, detaliul B).

3.8.3. Avanbecul lung

Acest tip de avanbec este alcătuit din două console din oțel fixate în fața tablierului din beton precoprimat (fig. 3.29).

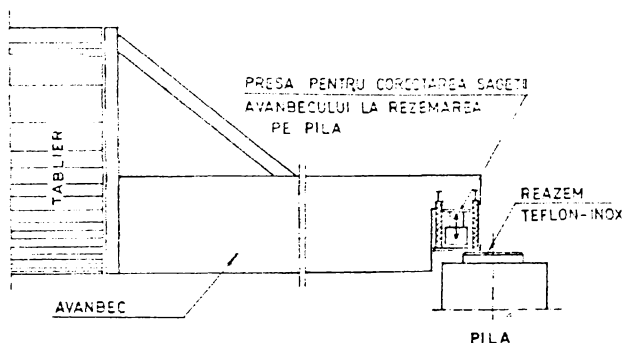


Fig. 3.29

Consolele se realizează ca și grinzi cu zăbrele sau cu inimă plină, cu înălțime constantă sau variabilă, de o anumită rigiditate, prevăzute întotdeauna cu contravânturi verticale și contravânturi orizontale la fața superioară și la fața inferioară a grinzilor, precum și cu un cap cu prese hidraulice în față pentru corectarea săgeții în momentul atingerii pilei din față. Deoarece greutatea acestui avanbec reprezintă numai 10 % din greutatea tablierului, reducerea momentului de încovoiere este substanțială.

Experiența a dovedit că lungimea cea mai potrivită pentru avanbec este cuprinsă între 0,4 și 0,8 din deschiderea cea mai mare pe care trebuie să o traverseze structura (tab. 3.1).

Nr. crt.	Denumirea podului	Deschideri L (m)	Lungime avanbec L _a (m)	L _a /L
1	Canal de Centre și RN 74	32	19	0,595
2	Viaduct Saône	50	28,5	0,57
3	Viaducte Serein și Saulien	44	29,5	0,67
4	Viaducte Roche și Digoine	44	38	0,86
5	Viaduct Olifant s river	45	18	0,40
6	Viaduct Le Var	42	18	0,43
7	Viaduct Oli	41	18	0,44

Tab. 3.1 – Proportia avanbec-deschidere la structuri lansate prin împingere

În funcție de lungimea avanbecului, de rigiditatea și greutatea lui, rezultă mărirea momentului de încovoiere pe primul reazem, precum și valorile momentelor de încovoiere în lungul structurii pe durata procesului de împingere.

Din studiile efectuate în Franța în acest scop, rezultă că lungimea optimă a avanbecului este de 0,65 din deschidere, aceasta în ipoteza că greutatea lui reprezintă 10 % din greutatea tablierului. Rigiditatea avanbecului a fost considerată în limitele 0,03...0,2 din rigiditatea tablierului. Întrucât nu se dispune de acest studiu de detaliu, se apreciază că este necesară înfișierea unor astfel de studii, în care să se țină cont de condițiile noastre specifice, atât ca proiectare cât și ca execuție, care să conducă la posibilitatea de optimizare a lungimii și rigidității avanbecului, funcție de raportul real între greutatea lui și cea a tablierului.

3.9. Durata de execuție

Durata de execuție realizată pentru acest tip de structuri este în strânsă corelare cu viteza de înaintare a tablierului, situație relevantă în literatura de specialitate:

- la viaductul de cale ferată Olifant's river cu 23 de deschideri de 45 m ($11 * 45$ m + 45 m + $11 * 45$ m) s-a obținut o viteză de lucru de o deschidere la 10 zile, deci o medie de 4,5 m/zi [109];
- la viaductul Pailon, cu deschideri de 41 m și lungimea de 351 m, s-a realizat un ritm de execuție de 41 m în 8 zile, aceasta însemnând o medie zilnică de 5,1 m, iar la viaductul Var, cu deschideri de 42 m și lungimea totală de 310 m, s-a realizat o viteză de construcție de 42 m în 11 zile, adică 3,8 m/zi [109].

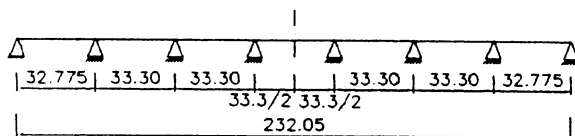
Din datele avute la dispoziție, rezultă o viteză zilnică de 4 la 5 m de suprastructură executată și lansată, ceea ce înseamnă că pentru realizarea unui tablier de 200 m ar fi necesare, pentru tablier executat și lansat, numai 40...50 de zile, adică 7 la 9 săptămâni. Pentru a stabili durata totală de execuție se vor avea în vedere cel puțin timpii necesari pentru executarea infrastructurilor, rampelor de acces, organizării de șantier și finisajelor.

3.10. Evaluarea posibilităților de aplicare a tehnologiei de lansare prin împingere în România

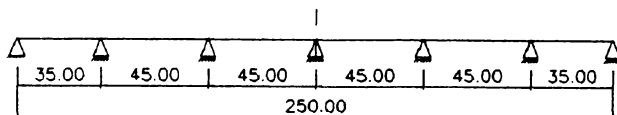
În vederea efectuării unor analize asupra alcătuirii și a consumurilor specifice în cazul acestor tipuri de structuri, s-au luat în considerare două amplasamente posibile, ambele peste râul Mures:

STRUCTURI DE TRAVERSARE RUTIERE

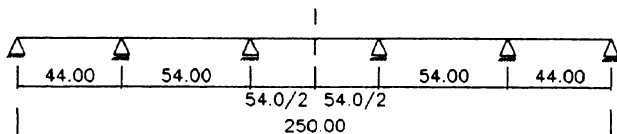
(a) TABLIER CU 4 GRINZI



(b) TABLIER CU 2 GRINZI

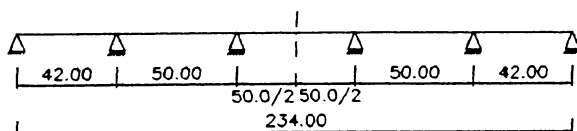


(c) TABLIER CU GRINDA CHESON



STRUCTURI DE TRAVERSARE FERROVIARE

(d) TABLIER CU GRINDA CHESON
C.F. simpla



(e) TABLIER CU GRINDA CHESON
C.F. dubla

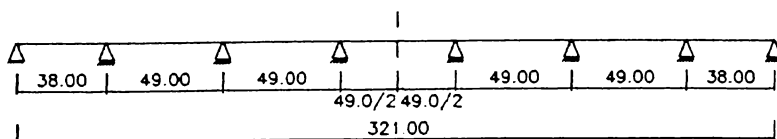


Fig. 3.30

- unul pentru pod rutier, în zona localității Gelmar;
- unul pentru pod feroviar, la Arad .

A Pentru podul de șosea s-au studiat trei variante:

- **(a)** pod pe 4 grinzi principale prefabricate, cu realizarea continuității, având ca infrastructuri pile lamelare fundate pe coloane, cu deschideri de 33,30 m și lungimea totală de 232 m (fig. 3.30 și 3.31);
- **(b)** pod pe două grinzi principale preturnate pe șantier și lansat prin împingere, cu deschideri de 35 m + 4*45 m + 35 m și lungime totală de 250 m, rezemat pe pile fundate pe coloane (fig. 3.30b și 3.32);
- **(c)** pod pe grindă cu secțiune cheson, preturnată pe șantier și lansată prin împingere, cu deschideri de 44 m + 3*54 m + 44 m și lungime totală de 250 m, rezemat pe pile fundate pe coloane (fig. 3.30c și 3.33).

Se constată că structura pe două grinzi are o înălțime relativă de $1/15 \cdot L$, pe când cea pe grindă cheson $1/20 \cdot L$, fapt care influențează consumul de materiale la suprastructură.

Studiul se bazează pe documentații care nu au atins nivelul de fin detaliu de execuție, ele fiind elaborate în cadrul secției CFDP a Facultății de construcții din Timișoara.

Sub aspectul consumului de materiale, rezultă că în comparație cu varianta (a), varianta (c) aduce o reducere a consumului de beton cu 26 % și a consumului de armătură cu 8 %, iar varianta (b) o reducere a consumului de beton cu 9 % și un spor al consumului de armătură cu 2 %.

Avantajul major al soluției tehnologice prezentate constă în reducerea duratei de execuție a lucrărilor, atât pentru suprastructură cât și pentru infrastructură, datorită creșterii mărimii deschiderilor și implicit reducerii numărului de infrastructuri unde, în general activitatea se desfașoară în condiții dificile.

B Pentru podurile de cale ferată s-au luat în considerare două amplasamente, în varianta cale pe prism de piatră spartă:

- **(d)** suprastructură din beton precomprimat, continuă cu secțiune cheson, cu deschideri de 42 m + 3*50 m + 42 m și lungimea totală de 234 m, pentru cale ferată simplă (fig. 3.30d și 3.34a);
- **(e)** suprastructură din beton precomprimat, continuă cu secțiune cheson, cu deschideri de 38 m + 5*49 m + 38 m și lungimea totală de 321 m, pentru cale ferată dublă (fig. 3.30e și 3.34b).

Pentru podurile metalice de cale ferată realizate ca structuri simplu rezemate cu zăbrele, se apreciază în mod obișnuit un consum de oțel de 3000 kg/m la CF simplă și deschidere de 50 m, și un consum de oțel de 5650 kg/m la CF dublă și deschidere de 49 m.

TABLIER CU 4 GRINZI
secțiune transversala
scara 1:100

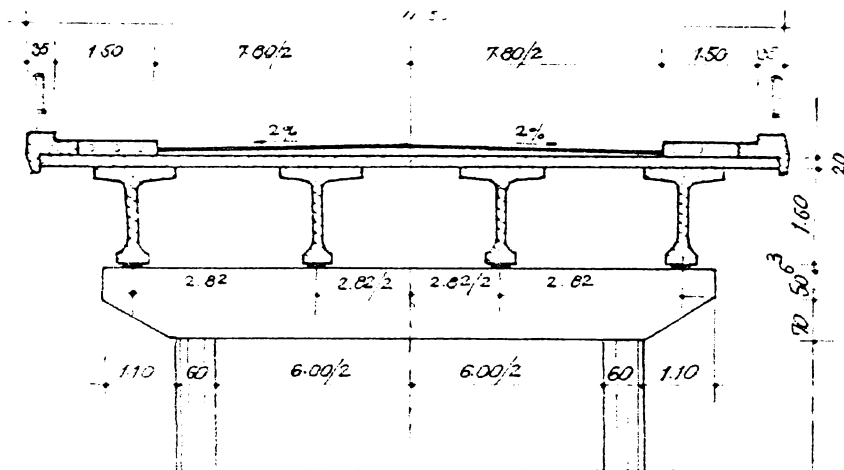


Fig. 3.31

TABLIER CU 2 GRINZI
secțiune transversala
scara 1:100

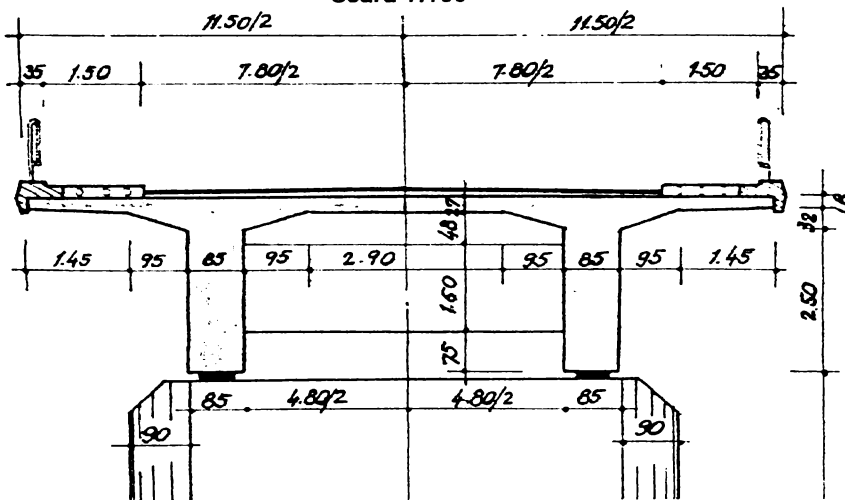


Fig. 3.32

Podurile feroviare luate în studiu, aduc o greutate moartă apreciată la cca 70 kN/m pentru podul cu cale simplă, și la cca 98 kN/m la podul cu cale dublă.

Consumul mediu de beton este de $5,7 \text{ m}^3/\text{m}$ la podul cu cale simplă și de $8 \text{ m}^3/\text{m}$ la podul cu cale dublă.

Consumul de armătură netensionată, considerând un procent de armare de 0,05 pe fiecare direcție a secțiunii transversale și un spor de 35 % pentru suprapuneri și colțuri, este de $570 \text{ kg}/\text{m}$ pentru CF simplă și de $790 \text{ kg}/\text{m}$ la CF dublă.

Consumul de armătură pretensionată se apreciază la $300 \text{ kg}/\text{m}$ la CF simplă și la $400 \text{ kg}/\text{m}$ la CF dublă, rezultatele fiind obținute prin dimensionarea secțiunilor de pe reazem și din câmp.

Acceptând echivalarea sub aspect energetic, 1 kg de oțel cu 6 kg ciment și un consum de 400 kg ciment la metrul cub de beton, rezultă un consum echivalent de oțel de $1250 \text{ kg}/\text{m}$ la CF simplă, respectiv de $1845 \text{ kg}/\text{m}$ la CF dublă.

În baza acestui mod de apreciere se evidențiază o economie de oțel de 71 % la podul de cale ferată simplă și de 79 % la podul de cale ferată dublă. Totodată se asigură o îmbunătățire a confortului de circulație datorită patului de piatră spartă, prin care se menține rigiditatea căii din linie curentă.

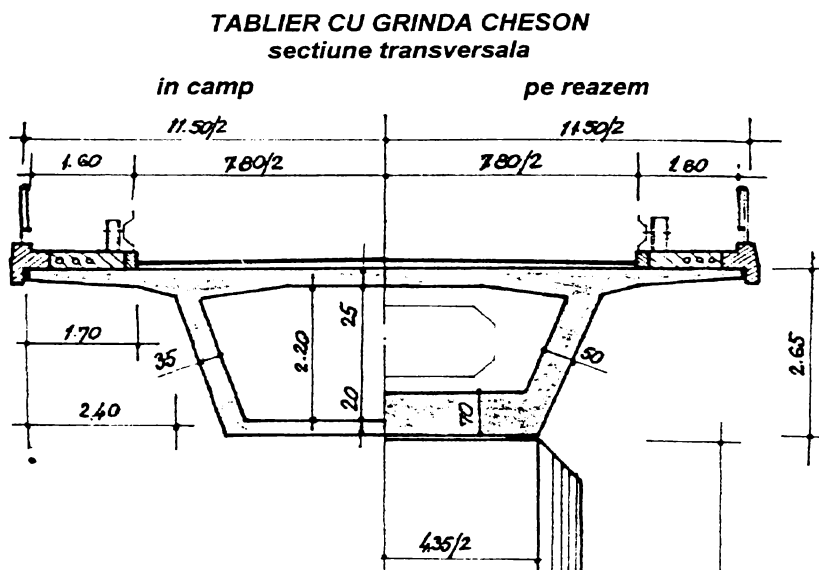


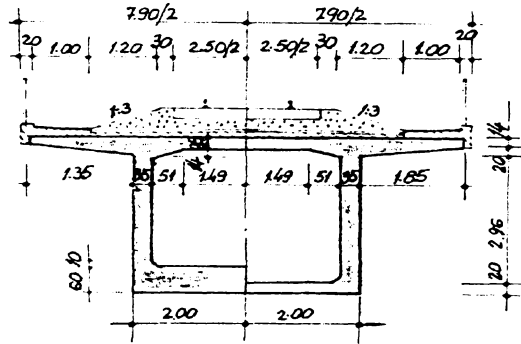
Fig. 3.33

Avantajele structurilor de traversare realizate pe mal și lansate prin împingere, în secțiune cheson, se evidențiază în mod clar, atât pentru podurile de șosea cât și pentru cele de cale ferată.

3.11. Apreciere globală

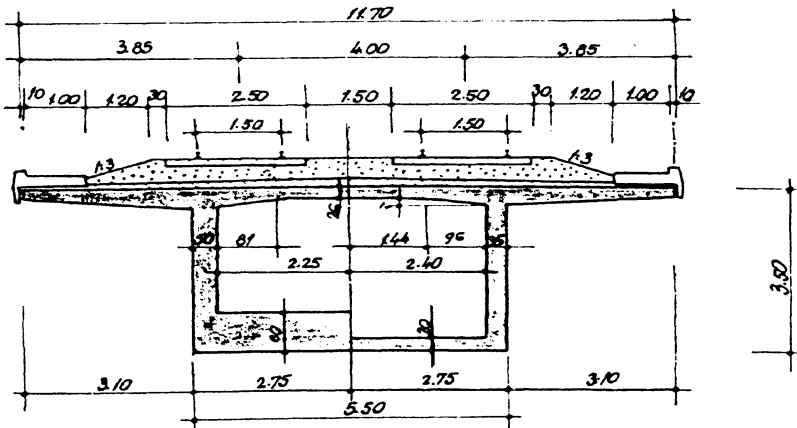
Tehnica de construcție a podurilor pe mal și lansare în deschidere prin împingere se utilizează în mod frecvent atât pentru structuri de traversare rutiere cât și pentru cele destinate traficului feroviar.

TABLIER CU GRINDA CHESON
secțiune transversală
C.F. SIMPLA



Grosimea tăpii inferioare și a pereților laterali este variabilă pe $0,2 \times l$ (l = mărimea unei deschideri)

C.F. DUBLA



Grosimea tăpii inferioare și a pereților laterali este variabilă pe $0,3 \times l$ (l = mărimea unei deschideri)

Fig. 3.34

Soluția este mai avantajoasă pentru podurile de cale ferată, deoarece, acestea fiind mai puternic solicitate în exploatare, armătura pretensionată provizorie, necesară în perioada de lansare este mai redusă.

Recurgerea la utilizarea betonului precomprimat pentru realizarea marilor lucrări de poduri permite, comparativ cu folosirea podurilor metalice, înregistrarea unor economii considerabile. Trebuie însă amintit că experiența dobândită în domeniul betonului precomprimat este mai puțin vastă și durabilitatea lui pe termen lung este mai puțin cunoscută.

Pentru lucrările la care se urmărește cu preponderență durabilitatea, se impun cheltuieli inițiale mai mari, compensate însă cu economiile rezultate în urma utilizării betonului precomprimat, conferind astfel lucrării un plus de longevitate și fiabilitate.

În scopul creșterii durabilității, se pot lua o serie de măsuri de complexitate mai mare sau mai mică, dintre care se nominalizează următoarele:

- eliminarea incertitudinii privind comportarea structurilor;
- evitarea punctelor slabe;
- preîntâmpinarea corodării ulterioare a armăturii pretensionate;
- asigurarea posibilităților de înlocuire a cablurilor defecte sau a retensionării lor;
- prevederea posibilităților de înlocuire a aparatelor de reazem din neopren degradate:

Din analiza rezultatelor obținute în țările în care a fost adoptată tehnica de execuție pe mal a structurilor de traversare și lansare a acestora în deschidere prin împingere, reiese că această tehnică este în mod clar avantajoasă pentru:

- poduri cu înălțime constantă și deschideri de 70...80 m;
- structuri drepte, sau curbe în plan ori în spațiu, în palier sau în declivitate;
- lucrări cu lungimea corespunzătoare a minim 3 deschideri (min 90 m), lungimea fiind limitată de posibilitățile de împingere;
- poduri în declivitate, unde forța de împingere este mult redusă datorită forței descendente;
- în special la poduri de cale ferată cu deschideri mai mari de 30 m, unde betonul precomprimat devine avantajos.

Având în vedere avantajele certe enunțate anterior, doctorandul a promovat această tehnică de execuție a structurilor de traversare pe un amplasament din județul Caraș-Severin, la traversarea râului Timiș.

3.12. Pod peste râul Timiș la Sacu, lansat prin împingere

3.12.1. Descrierea funcțională

În vederea realizării traversării râului Timiș cu o structură care să confere condiții de deplină siguranță utilizatorilor DC 6, s-a studiat și proiectat un pod din beton precomprimat cu trei deschideri de 30, 60, respectiv 30 m [14], având o lungime totală de 128,85 m (fig. 3.35).

Podul peste Timiș la Sacu este conceput ca și structură continuă cu trei deschideri, deoarece adoptarea acestui sistem static conduce la o bună distribuție a eforturilor pe secțiunea câmp și reazem, cu efecte benefice asupra reducerii dimensiunilor secțiunii transversale și implicit a consumurilor de materiale. Structura a fost dimensionată la convoaie de autocamioane A30 și vehicule speciale V80, corespunzătoare clasei E de încărcare.

În profil longitudinal rampele se execută cu declivitatea maximă 2,94 % și cu racordări verticale cu raza minimă de 4500 m, elemente care corespund unei viteze de proiectare de 80 km/h. Pe pod declivitatea este de 1,5 % pentru a asigura o bună scurgere a apelor în sens longitudinal.

În plan podul se execută în alinament și traversează perpendicular râul Timiș.

3.12.2. Structura constructivă

3.12.2.1. *Infrastructura*

Atât culeele cât și pilele se fundează direct pe chesoane deschise din beton armat cu înălțimea de 4 m, încastrate într-un strat de balast și pietriș îndesat.

Pentru ridicarea nivelului estetic al structurii, elevațiile infrastructurilor se realizează din beton armat, cu zveltețe sporită, într-o linie arhitectonică modernă (fig. 3.36).

Pilele sunt realizate cu zone de rezemare distincte, corespunzătoare celor două grinzi ale suprastructurii, accentuându-se în acest fel suplețea structurii în ansamblu.

3.12.2.2. *Suprastructura*

Secțiunea transversală este alcătuită din două grinzi continue din beton precomprimat cu grosimea de 0,40 m în câmp și 0,60 m pe reazem [19]. Înălțimea grinzilor este constantă în lungul structurii și egală cu 2,60 m. Conlucrarea spațială a tablărilor se realizează prin antretoaze de reazem și antretoaze în câmp, amplasate la o treime din deschiderea marginală, și distanțate la 12 m pe deschiderea centrală, respectiv prin placa din beton armat cu grosimea de 20 cm.

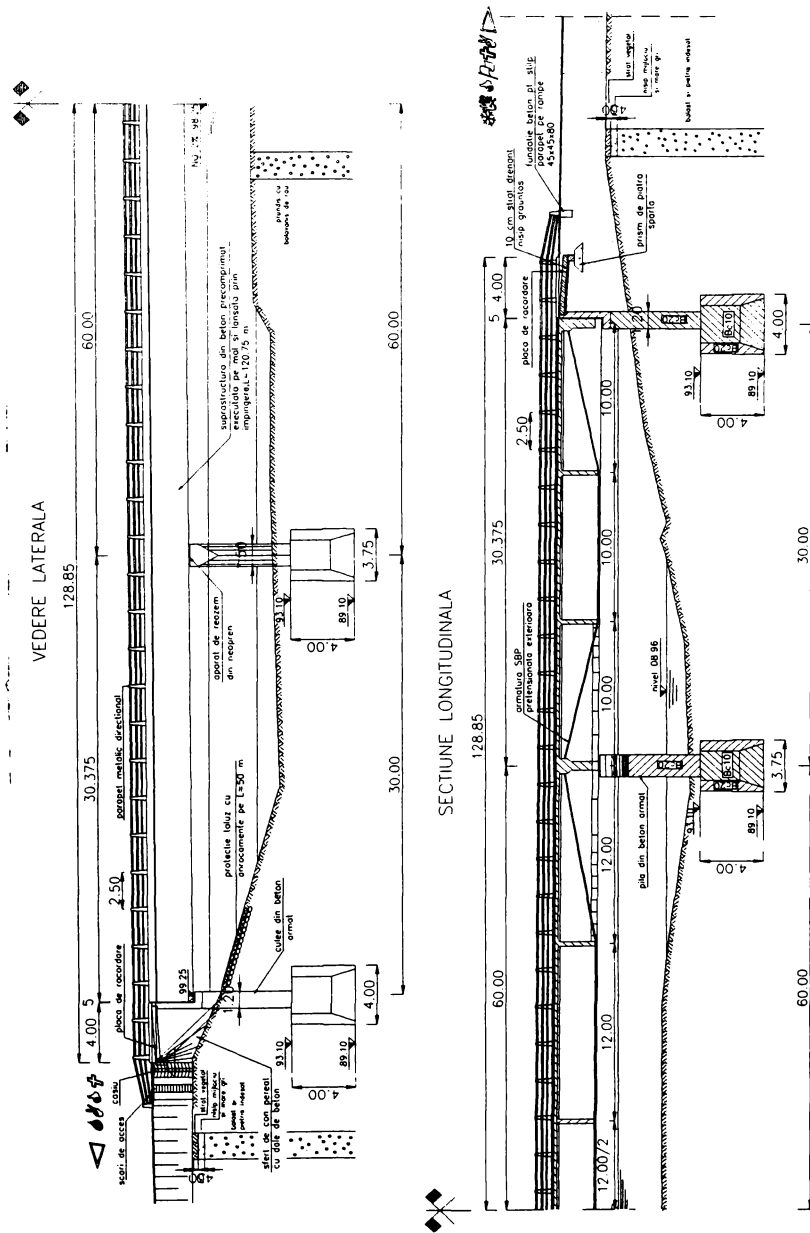


Fig. 3.35 – Vedere laterală și secțiune longitudinală a podului peste râul Timiș la Sacu

SECȚIUNE TRANSVERSALA

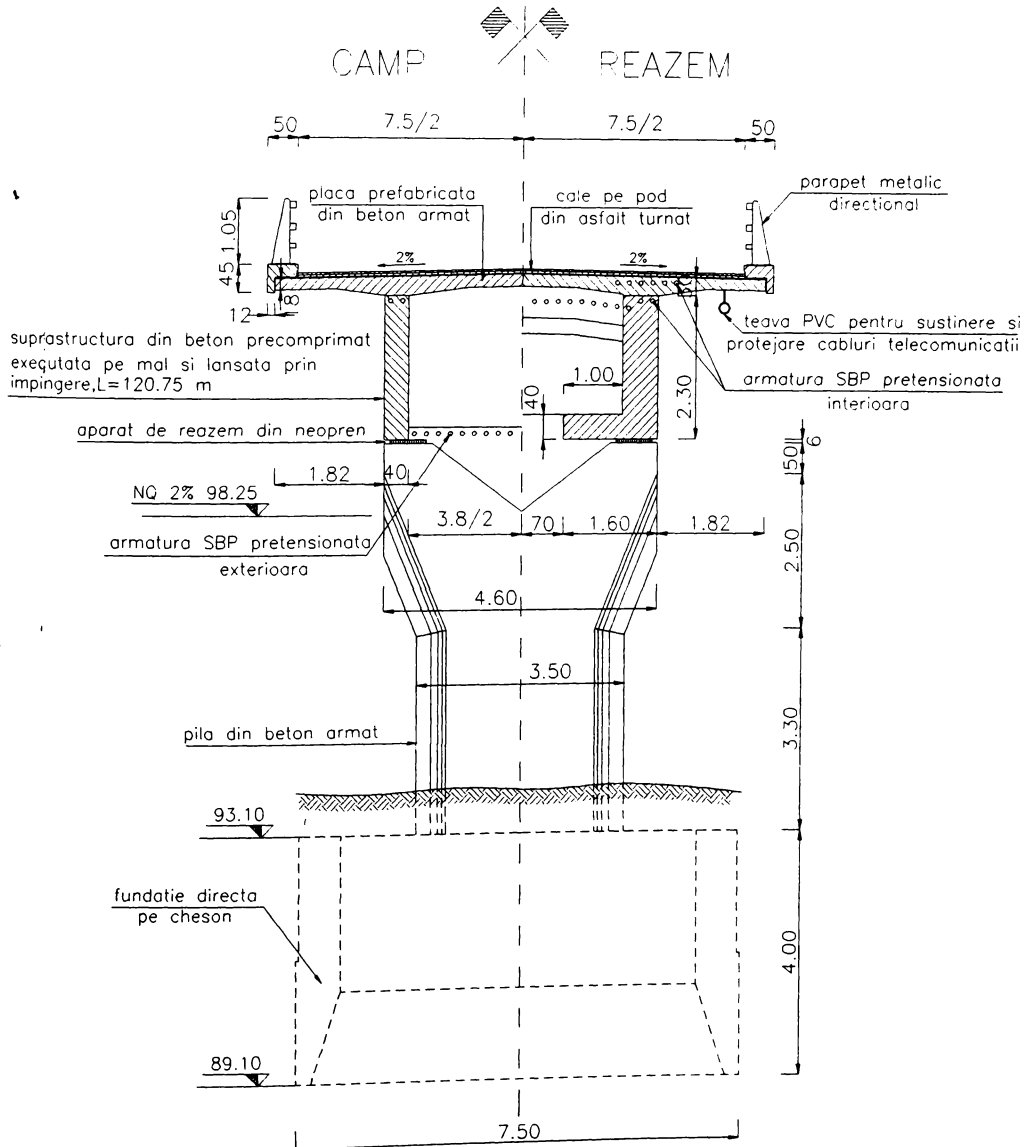


Fig. 3.36 – Secțiune transversală a podului peste râul Timiș la Sacu

Precomprimarea longitudinală a structurii se realizează, în parte cu armătură protejată cu tubulatură din polietilenă de înaltă densitate, amplasată în exteriorul secțiunii de beton și în parte cu armătură pozată în interiorul secțiunii de beton pentru preluarea momentelor negative de pe reazeme. Traseul longitudinal al armăturii pretensionate este o linie frântă, racordată cu raza de 3,00 m și care utilizează că și deviatori antretoazele din câmp și de pe reazem. Blocarea armăturilor se realizează la partea superioară a antretoazelor din câmp și de pe reazeme.

Secțiunea transversală ce are o lățime totală de 8,50 m, asigură un gabarit de 7,50 m pentru partea carosabilă, care poate fi utilizată și de către pietoni, lățimea acesteia fiind similară cu cea a drumului de pe rampele de acces. Protecția vehiculelor și pietonilor împotriva căderii acestora în râul Timiș se realizează cu un parapet metallic de concepție APECC srl Timișoara.

Datorită inexistenței trotuarelor, canalele tehnice sunt înlocuite funcțional cu altă soluție constructivă. Pentru pozarea instalațiilor ce traversează râul Timiș, s-a prevăzut la intradosul plăcii, suspendată de consola acesteia, o tubulatură din PVC cu diametrul de 200 mm, care are rolul de susținere și protecție a cablurilor electrice sau de telecomunicații (fig. 3.36).

3.12.2.3. Tehnologia de execuție

Suprastructura podului se realizează din două semistructuri de beton precomprimat cu lungimea de 60,375 m, turnate monolit pe cele două maluri în arii de prefabricare special amenajate, și este lansată în deschidere prin împingere, glisând pe aparate de reazem neopren-teflon. La mijlocul deschiderii centrale se realizează monolitizarea celor două semistructuri și continuizarea lor prin precomprimare longitudinală exterioară.

Pentru realizarea suprastructurii se parcurg următoarele faze [20]:

- amenajarea platformei de turnare a celor două semistructuri de beton pe cele două maluri în axa amplasamentului definitiv;
- betonarea fiecărei semistructuri se face pe o lungime de 40 m, cu o configurație diferită după cum urmează:
 - pe o lungime de 18 m se execută numai inimile celor două grinzi, fără placa de beton;
 - pe următorii 22 m se execută secțiunea transversală integrală;
- precomprimarea longitudinală interioară în vederea preluării momentelor negative ce apar în timpul lansării;

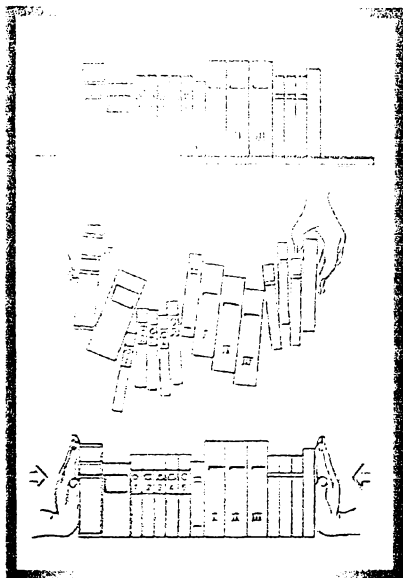
- lansarea prin împingere a structurii de beton cu ajutorul unor dispozitive de lansare, pe o lungime de 20 m;
- betonarea următorului tronson cu lungimea de 20 m, având secțiunea transversală integrală;
- lansarea în deschidere a celor două semistructuri până în amplasamentul de exploatare;
- monolitizarea celor două semistructuri la mijlocul deschiderii centrale;
- continuizarea structurii prin precomprimare longitudinală exterioară;
- echiparea tablierului (parapet, cale, hidroizolație, guri de scurgere și dispozitive etanșe de acoperire a rosturilor).

Prin adoptarea soluției tehnologice de execuție monolită a câte unei semistructuri pe fiecare mal și de lansare a acestora în deschidere prin împingere, s-a urmărit utilizarea în cât mai mare măsură a materialelor de construcție locale și realizarea suprastructurii la nivelul solului în condiții sporite de siguranță. În același timp se elimină atât transportul de la distanțe mari a unor prefabricate agabaritice, cât și manipularea acestora.

Adoptarea sistemului de precomprimare exterioară permite intervenția asupra armăturii pretensionate, fie pentru sporirea capacității portante în vedea racordării la prevederile unor viitoare standarde mai pretențioase, fie pentru înlocuirea cablurilor degradate accidental.

Cap. 4. Precomprimarea exterioară – eleganță, funcționalitate, durabilitate

Principiul precomprimării este utilizat de foarte multă vreme, în cele mai felurite modalități. Cu 5000 de ani în urmă, vechii egipteni își construiau ambarcațiunile de lemn utilizând pentru închiderea rosturilor dintre elemente efectul răcirii ramelor de fier montate la cald.



Acest procedeu, utilizat adesea pentru "legarea" roților de căruță sau a doagelor butoaielor pentru ale face etanșe, reprezintă cu certitudine unul dintre primele exemple de tratament mecanic a materialelor înainte de utilizarea lor.

Un fenomen asemănător se petrece și se aplică intuitiv atunci când ne propunem să mutăm un rând de cărți de pe un raft pe altul. Strângând rândul de cărți între mâini, se exercită un efort orizontal care împiedică probușirea acestora în timpul deplasării. De fapt apare precomprimarea, adică se crează un fel de grindă alcătuită din tronsoane alăturate care astfel pot să fie menținute împreună și să alcătuiască o nouă entitate cu

funcțiuni superioare celor proprii elementelor constituate.

Acest procedeu, care este rezultatul unei idei simple, poate fi aplicat în numeroase și foarte diverse domenii. La începutul acestui secol, inginerul Eugène Freyssinet, unul dintre giganții mondiali ai ingineriei de construcții, a avut ideea de a aplica acest principiu unui material de construcție care nu are aproape de loc rezistență la întindere, însă care se comportă foarte bine la compresiune. Prin urmare devine posibil că betonul armat să fie împiedicat a mai fisura în zonele în care apar eforturi de întindere pe durata exploatării. Compresiunea în beton dobândește astfel trei noi caracteristici: este artificială, prealabilă și permanentă.

Ideea mai întâi, iar mai apoi cercetările tânărului și entuziastului inginer Eugène Freyssinet, au permis că în jurul anului 1930 să devină aplicabilă marea sa descoperire, patentată deja în anul 1928, precomprimarea betonului, care de fapt a revoluționat concepția structurală a constructorilor, îndeosebi a celor de poduri.

4.1. Betoane de înaltă performanță utilizate în domeniul lucrărilor de artă

Descoperite la finele anilor '70, betoanele de înaltă performanță (BHP), au fost folosite în mod curent cu cca 10 ani mai târziu, pe la mijlocul anilor '80. Franța a fost un adevărat pionier în domeniu și la ora actuală mai bine de zece lucrări de artă de concepții diverse sunt executate parțial sau integral cu BHP. Datorită caracteristicilor lor, se poate vorbi despre o nouă generație de betoane, ce aduc multiple avantaje. Lucrarea realizată experimental cu acest tip de betoane a fost podul Joigny, de aici rezultând o serie de reguli și recomandări.

4.1.1. Avantaje potențiale la folosirea BHP la lucrările de artă

** Durata construcției

Utilizarea aditivilor superplastifianți conduce la obținerea de betoane de calitate superioară, fluide, ce curg sub greutatea proprie, permițând o punere în operă mai rapidă decât la betoanele cu consistență ridicată. Această calitate se remarcă în special în zonele puternic armate, proprii lucrărilor de artă.

** Precocitatea rezistențelor

Pentru tensionarea cablurilor de precomprimare se cere o rezistență minimă a betonului de 20 MPa, care se obține la un beton obișnuit B35 după 30 până la 48 de ore (în lipsa tratamentului termic), iar pentru un BHP cum este B60, după 15 până la 20 de ore. Datorită realizării unor rezistențe sporite la vârstă tânără, de multe ori se preferă BHP, chiar dacă rezistența finală depășește valoarea necesară.

** Costul construcției

Obținerea unui spor la viteza de execuție este în mod cert un generator de economii. Trebuie subliniat faptul că prețul pentru un MPa în plus scade cu creșterea rezistenței, deoarece prețul pe m³ de beton la ieșirea din centrală crește mai încet decât viitoarea sa rezistență. Folosind eficient rezistența betonului în structură, se poate reduce volumul de beton utilizat, obținându-se mai mult decât compensarea creșterii prețului său unitar. Rezistențele sale mari la compresiune permit reducerea dimensiunilor secțiunilor și creșterea procentului de armare, aducând avantaje evidente în elementele comprimate: arce, pilonii structurilor hobanate, tablurile acestora în zona apropiată pilonilor, la structurile tringhiulare.

La structurile precomprimare, nivelurile ridicate de compresiune în beton permit utilizarea poziționării exterioare a cablurilor și folosirea unor oțeluri de calitate superioară.

** Durabilitate ameliorată

Majoritatea proprietăților betonului relative la durabilitate sunt ameliorate când se tinde spre betoane cu structura cât mai compactă, deoarece permeabilitatea pentru gaze și lichide este scăzută, adâncimea de carbonatare se reduce, crește rezistența la acizi, este încetinită penetrarea ionilor de clor și, sporind rezistivitatea electrică, se obține o mai bună protecție a armăturilor contra coroziunii. În plus sporește foarte mult rezistența la uzura de suprafață și degradarea superficială în special la prezența sării pentru dezgheț.

Există însă și două subiecte asupra cărora nu s-a cazut într-u totul de acord:

- rezistența la îngheț și necesitatea folosirii antrenorilor de aer;
- rezistența la foc, care însă nu este interesantă în cazul lucrărilor de artă.

4.1.2. Lucrări de artă din Franța, la care s-a folosit BHP

Utilizarea pe scară relativ largă a betonului de înaltă performanță pentru realizarea lucrărilor de artă în Franța, a început cu cca un deceniu în urmă. Voi face referire în continuare la principalele structuri de traversare realizate de către constructorii francezi, subliniindu-se elementele de interes major vis-à-vis de utilizarea acestui tip de betoane în corelare cu particularitățile structurale ale fiecărei lucrări în parte.

Lucrarea	Perioada de construcție	Volum de BHP (m ³)	Rezistența caract. cerută (Mpa)	Rezistența obținută (Mpa)	Cenușă de Si
Pont de l'île de Ré	86 / 88	33 000	35	60	Da
Viad. du Champ du Comte	87 / 89	17 000	45	52 / 55	Nu/da
Viad. de Sylans-Glacières	86 / 89	12 000	37	60 / 58	Da
Pont du Pertuiset	87 / 88	2 000	70		Da
Pont de Joigny	88 / 89	1 000	60	68	Nu
Arc sur la Rance	88 / 90	3 000	60	78	Da
Pont sur la Roize	90	250	80	80	Da
Pont de Normandie	88 / 95	35 000	80	> 60	Da
Pont sur l'Elom	91 / 94	1 800	60 / 80	>80	Da

Tab. 4.1 - Structuri realizate în Franța, folosind BHP

a. Pont de l'île de Ré

Fară a lua în considerare încercările experimentale pentru anumite părți de tablier, acest pod reprezintă prima aplicare de anvergură a BHP în Franța (foto. 4.1).



Foto 4.1 - Podul L'île de Ré

Obiective urmărite:

- accelerarea decofrării, fiind folosite elemente prefabricate;
- mărirea durabilității betonului la apa de mare.

b. Viaduc du Champ du Comte

Această lucrare mare a devenit realizată din BHP involuntar, fiind concepută inițial din B45 cu aer oclus pentru sporirea rezistenței la gelivitate (foto 4.2). Deoarece nu s-a reușit atingerea simultană a rezistenței dorite și a volumului de aer oclus, numai cu constituentele betonului clasic, s-a recurs la superplastifianți și cenușă de Si. S-a constatat astfel dificultatea antrenării de aer în BHP și necesitatea utilizării unei mari cantități de aditivi.



Foto 4.2 - Viaductul Champ du Comte

c. Viaducs de Sylans-Glacières

La aceste lucrări, structura este de tip triunghiular, realizată din beton, ușoară și rigidă, fiind foarte potrivită precomprimării exterioare.

BHP a fost ales pentru fluiditate (elemente cu secțiuni de 20 x 20 cm), deoarece prevederea de canale pentru armătura pretensionată a condus la dificultăți de betonare.

d. Pont du Pertuiset

La această lucrare de mică anvergură, care reprezintă primul pod hobanat realizat cu BHP în Franța, trebuie remarcată grosimea foarte mică a plăcii tablierului (18 cm) și faptul că s-a ținut cont în calcule atât de rezistența BHP cât și de curgerea lentă și contracția betonului la vârstă tânără.

e. Arc sur la Rance

Arcul este în principiu structura cea mai indicată pentru BHP, deoarece lucrează practic numai la compresiune. El a fost calculat pentru B40, dar a fost executat din B60, rămânând astfel o rezervă de capacitate portantă pentru o lărgire ulterioară a suprastructurii. Amplasarea să în mediu marin cerea utilizarea de betoane rezistente la coroziune, BHP-ul fiind indicat în acest caz.

f. Pont sur la Roize

Este un alt exemplu de structură unde elementele de inovație sunt prezente. Structura este mixtă oțel-beton, partea metalică realizată în sistem triunghiular susținând o dală foarte subțire, de numai 14 cm, armată cu armătură preîntinsă.

g. Un pod experimental: Pont de Joigny

Turnarea tablierului s-a făcut în luna decembrie 1988. Obiectivul principal urmărit a fost demonstrarea posibilității de realizare a unei lucrări curente cu beton B60, un beton special produs fără utilizarea cenușei de Si și într-o centrală de betoane amplasată lângă șantier (foto 4.3).

Lucrarea a fost instrumentată în scopul urmăririi temperaturii de întărire a betonului și pentru măsurarea deformațiilor structurii în timp îndelungat.

A fost considerată o reușită deoarece s-a obținut un beton cu o rezistență la 28 de zile de 68 MPa. Temperatura în timpul procesului de întărire a depășit 70° C, fără însă a se înregistra fisuri inacceptabile. Deși sub efectul precomprimării deformațiile au depășit prevederea, totuși nu a fost periclitată geometria și nici stabilitatea structurii.

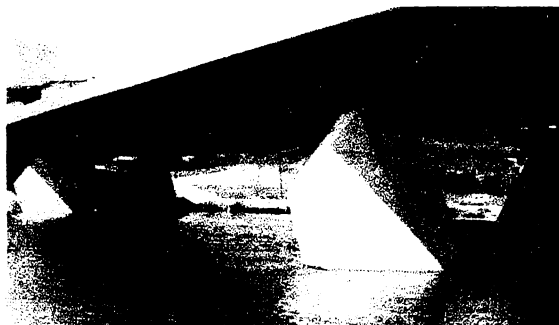


Foto 4.3 – Podul Joigny

h. Pont de Normandie

La ora actuală, folosirea BHP tinde să se banalizeze, utilizarea lui ne mai necesitând informarea serviciilor tehnice centrale, adică BHP devine o tehnologie absolut curentă.

La acest record mondial de deschidere (>850 m) pentru poduri hobanate, trebuie remarcat volumul de BHP utilizat (35 000 m³), el fiind preferat atât pentru rezistența sa, cât și pentru speranța de durabilitate (foto 4.4).



Foto 4.4 - Podul Normândie



Foto 4.5 - Podul peste Elorn

i. Pont sur l'Elorn

Acest pod hobanat reprezintă la rândul său un record mondial de deschidere, dar pentru sistemul de hobanare în axa tablierului (foto 4.5). Betonul de înaltă performanță (B60 și B80) este folosit la execuția pilonilor, fiind primul caz în Franța în care s-a folosit beton cu $R_{c28} > 80$ MPa, ținându-se cont de aceasta și în calcule.

La ora actuală normele franceze nu tratează betoane superioare lui B60, însă rezultatele culese în urma numeroaselor experimentări in situ vor permite introducerea sa în uzul curent.

4.1.3. Particularități la utilizarea betoanelor de înaltă performanță (BHP)

Betoanele de înaltă performanță, sau înaltă rezistență, fac parte din categoria betoanelor speciale, a căror fabricație și punere în operă reprezintă puncte cheie în atingerea scopului urmărit prin utilizarea BHP.

** Constituenți

Porozitatea agregatelor reprezintă un punct critic ce trebuie analizat cu atenție, pentru că este indicată o absorbție de apă sub 1 %, caracteristică a agregatelor cu rezistențe mecanice sporite. Deoarece conținutul de apă în betonul proaspăt este greu de controlat și apar cu ușurință iregularități de fluiditate ce conduc la dispersii de rezistență la 28 de zile, destul de însemnate, este important de urmărit umiditatea agregatelor în siloz.

Cimenturile se supun unui control strict din punct de vedere al calității, preferându-se cele cu conținut redus de aluminate, pentru a preîntâmpina pe cât posibil întărirea neprevăzută.

Se impune o atitudine prudentă față de rezistența la vârstă tânără, scontată pe șantier funcție de rezultatele de laborator, deoarece aceasta este influențată puternic de variația compoziției cimentului și variațiile de temperatură. Pentru a profita din plin de precocitatea BHP fără a risca la decofrare sau la tensionarea cablurilor, se impune verificarea rezistenței pe șantier înainte de începerea operațiunilor menționate.

Adaosul cel mai eficace în gama "ultrafine" îl constituie cenușa de Si, ce se livrează sub diferite forme, preferându-se utilizarea ei sub o formă "prelucrată" și nu brută, datorită caracterului sau excesiv pulverulent (compactitate în vrac sub 10 %).

Aditivii de tip "superplastifiant" se recomandă să se adauge în doi timpi: o parte în soluție în apa de amestecare și cealaltă la finele malaxării. Se preferă produse nu prea concentrate, deoarece acestea iarna devin prea vâscoase și greu de dispersat în malaxoare.

** Fabricația

Având în vedere performanțele instalației, se va optimiza cu grijă malaxajul, făcându-se la început o malaxare uscată pentru buna repartizare a părților fine în amestec.

Apa se adaugă în amestec parțial cu aditivii și, spre sfârșitul malaxării, se introduce în amestec superplastifiantul. Procesul de malaxare este mai îndelungat decât pentru betonul obișnuit (1' 30" până la 3' în cazul mortarelor).

** Transport și punere în operă

BHP fiind foarte fluide, nu se poate umple autobetoniera și punctul cel mai critic între ieșirea din malaxor și turnare îl reprezintă menținerea fluidității. Există pericolul, fie al unei superfluidități, fie al unei vâscozități crescute ce ar pune probleme de segregare respectiv turnare. O superdozare cu apă are efecte mult mai nefaste decât la betoanele clasice.

Deși foarte fluid, la turnare, BHP nu se dovedește a fi ușor pompabil, deoarece dozajul mare de superplastifiant îl face vâscos, diminuând debitul instalației de pompare. Un BHP prea lichid, prezintă riscul separării pastei de schelet și al formării dopurilor de agregate la ieșirea din pompa. După punerea în operă, BHP va trebui zilnic vibrat.

** Tratamente de suprafață

Datorită fluidității sale, BHP nu se poate turna cu pante ale suprafeței mai mari de 1...2 %. Problema plăcii podurilor cu pantă transvesală sau longitudinală, se rezolvă prin cofrare adecvată.

Conținutul redus de apă și prezența cenușei de Si nu permite suplینirea apei evaporate la suprafață, de către apa provenind din interiorul structurii. Apare deci o tensiune capilară intensă ce conduce la o contracție plastică de suprafață care se manifestă prin fisuri deschise la mai mult de 1 mm, propagate pe câțiva centimetri în adâncime. Fenomenul este perfect controlabil prin mijloace clasice:

- stropirea cu apă, necesar a fi atent supravegheată după priza betonului;
- acoperirea betonului cu folie de polietilenă sau cu geotextile umede;
- aplicarea unui produs de suprafață, care trebuie să fie de foarte bună calitate (pe bază de rășini), pus în operă cu atenție.

** Încercări de control pentru BHP

Pentru egalizarea suprafeței epruvetei supuse la compresiune, nu se va folosi metoda clasică cu mortar, deoarece rezistența acestuia (30...35 MPa), este redusă în raport cu

cea a BHP și se vor obține rezultate slabe și dispersate.

La ora actuală se folosesc două metode care conduc la rezultate fidele și reproductibile:

- rectificarea mecanică a celor două fețe plane ale cilindrilor, la o finețe de 10 μm , metodă care însă este destul de costisitoare;

- utilizarea cutiei cu nisip, metodă introdusă de către LCPC, care constă în interpunerea unei cutii cilindrice din oțel între platan și epruvetă, umplută cu nisip compactat, ce are rolul de-a repartiza eforturile în beton.

Se mai poate folosi și un mortar de sulf cu performanțe ameliorate, aplicat într-un strat foarte subțire.

Prin urmare, betonul de înaltă performanță, dă rezultate deosebite numai în condiții de dozare, fabricare și punere în operă foarte atent supravegheate.

BHP permite realizarea unor structuri mai suple, mai durabile și mai ieftine, dovadă fiind cele realizate deja în Franța și în lume.

4.2. Precomprimarea exterioară – de la idee la certitudine

4.2.1. Freyssinet – începuturile precomprimării

De-a lungul timpului, inginerii au încercat să introducă eforturi de compresiune în beton până la atingerea limitei de rupere, dar singurul care a avut o imagine globală asupra sistemului de precomprimare luând în considerare contracția și curgerea lentă a betonului și care a folosit oțelul de înaltă rezistență, a fost inginerul Eugène Freyssinet.

Brevetul a fost obținut în 1928, primele aplicații constând în consolidarea în 1934 a gării maritime din portul Le Havre (puternic afectată de tasări neuniforme), în execuția de conducte din beton și în realizarea de mici poduri în Algeria în 1936.

Această nouă tehnologie a fost dezvoltată atât pentru pretensionare cât și pentru post tensionare. Pentru acest din urmă caz, modalitatea de montare a armăturii în secțiunea de beton nu fusese descoperită imediat, încercându-se o serie de soluții pentru tensionarea armăturii încă înainte de dezvoltarea și adoptarea finală a canalelor, ancorajelor și preselor hidraulice. Progresele mai rapide sau mai lente înregistrate de-a lungul timpului în domeniul precomprimării, au constituit motive de ezitare față de modalitatea de amplasare a cablurilor în interiorul sau exteriorul secțiunii de beton. În câteva din primele aplicații, cablurile au fost pozate în canale deschise practicate în secțiunea de beton, pentru ca mai târziu, după tensionare să fie înglobate în beton, așa cum s-a procedat la cinci poduri construite între 1939 și 1947. Câteva tehnici de precomprimare de început, ar putea fi utilizate numai dacă cablurile ar fi inițial exterioare:

la sistemul Coignet, în anii cincizeci, cablurile erau ancorate la capete fără tensiune inițială și apoi tensionate prin deviere transversală cu blocuri din beton și piese metalice, sau, la sistemul Leonhardt, cablurile treceau în jurul unui bloc de beton de la capătul podului, care, prin distanțare față de pod cu ajutorul preselor, producea tensionarea cablurilor. În multe din aceste cazuri cablurile au fost ulterior înglobate în beton.

4.2.2. Precomprimarea exterioară în Germania și influența germană

Înca de la început, precomprimarea exterioară a fost folosită ca atare în Germania, de către Franz Dischinger, care a primit patentul în 1934 pentru precomprimarea grinzilor din beton cu bare exterioare. Folosirea de bare din oțel moale cu efort de rupere limitat, a fost în mod clar o greșală, dar conceptul de precomprimare exterioară a fost deja bine conturat, încât el practic a fost reprodus - ignorând realizările lui Dischinger - cu prilejul dezvoltării aplicațiilor moderne de precomprimare exterioară în anii optzeci.

Ideile sale au fost aplicate în 1936 și 1937 la construcția podului din Aue, Saxonia. Pentru deschiderile principale (25,20 m – 69,00 m – 25,20 m), au fost folosite cabluri exterioare făcute din oțel moale cu o rezistență la rupere de 520 MPa și cu diametrul de 70 mm. Aceste bare au fost retensionate de două ori, în 1962 și 1983, pentru a compensa efectele de contracție și curgere lentă a betonului și relaxarea oțelului, dovedind eficiența conceptului lui Dischinger.

În anii 1938 și 1943, Häggborn a proiectat și construit podul Klockestrand, lângă Stockholm, aplicând ideile lui Dischinger. Deschiderile aveau 40,50 m – 71,50 m – 40,50 m; precomprimarea exterioară consta în 48 de bare Φ 30 mm cu o rezistență de 520 MPa.

4.2.3. Structuri realizate în Franța și în alte țări

Precomprimarea exterioară s-a dezvoltat concomitent în mai multe țări. Trebuie menționată Belgia, unde Gustave Magnel a realizat podul Sclayn peste râul Meuse în 1950. Nu trebuie uitat nici podul realizat în Cuba în anii cincizeci de către John Roebling's sons corp. Spania a contribuit cu podul de lângă Soria realizat de către Torroja. În Franța, în perioada 1950 - 1952, au fost realizate patru poduri asupra cărora se poate extinde analiza.

Pentru construcția podului Villeneuve-Saint-Georges, Henri Lossier a folosit monotoroane mari - de tipul celor folosite la podurile suspendate - ancorate cu bare intermediare la capete și deviate cu antretoaze din beton armat sau oțel, costisitoare și sofisticate (foto 4.6, foto 4.7 și foto 4.8).

Costul ridicat i-a îndepărtat pe ingineri de ideea că printr-o întreținere de calitate, s-ar putea evita apariția altor degradări.

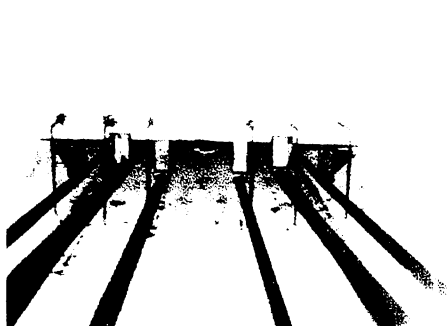


Foto 4.6

Deviator antretoază, echipat cu balansieri metalici

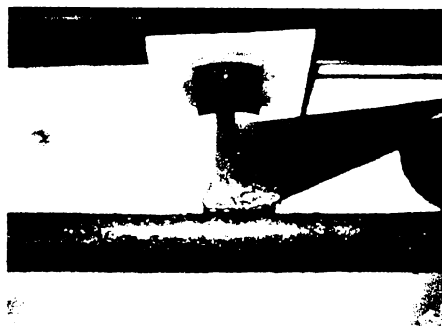


Foto 4.7

Detaliu al unui balansier metalic

Pentru alte poduri franceze s-au găsit soluții mai economice pentru deviatori, anume grinzi simple din beton armat (foto 4.9 și foto 4.10).



Foto 4.8 - Podul Villeneuve-Saint-Georges
Balansier din beton armat

Cablurile pentru precomprimare au fost alcătuite din sîrme paralele cu diametrul de 5...7 mm. La podul Port à Binson, protecția cablurilor exterioare prin vopsire cu bitum s-a dovedit satisfăcătoare, și s-ar fi putut spune același lucru și în cazul podului Vaux-sur-Seine, dacă păsările nu și-ar fi făcut cuib în structură, contribuind intens la corodarea cablurilor prin depozitele de excremente bogate în acizi. Podul a fost consolidat recent cu cabluri exterioare.

Pe de-altă parte, proiectarea necorespunzătoare a podului Can Bia, cu ancoraje la partea superioară a plăcii, a permis scurgerea de apă în lungul cablurilor. Deoarece acestea nu au fost niciodată revopsite după terminarea construcției, umiditatea excesiva a provocat coroziune majoră cu rupere de sârme, fenomen care a impus demolarea podului cu puțin timp în urmă (foto 4.11).

Deoarece foarte puține din aceste experiențe s-au putut înregistra ca reale succese, precomprimarea exterioră a fost practic abandonată între anii 60 și 70. În această perioadă au fost totuși executate câteva poduri rutiere pentru traversarea autostrăzilor, la

care cablurile exterioare au fost protejate în cilindri din beton. În câteva cazuri însă, aceștia au fisurat, permițând corodarea cablurilor, care ulterior au fost înlocuite.



Foto 4.9 - Podul Port-à-Binson
Deviator antretoază



Foto 4.10 - Podul Port-à-Binson
Dispozitivul de tensionare a cablurilor



Foto 4.11 – Podul Can Bia, cabluri corodate și rupte

În Marea Britanie, s-au executat trei structuri în perioada anilor '70: podul Bournemouth și viaductele Exe și Exminster. La cele doua viaducte, cablurile exterioare au fost realizate din fascicole $\varnothing 13$ mm. La Bournemouth, cablurile exterioare au fost monotoroane mari, ca și pentru podul Villeneuve-Saint-Georges, care însă au fost corodate probabil datorită alegerii greșite a sistemului de protecție, fiind necesară înlocuirea lor la câțiva ani după darea în exploatare.

4.2.4. Concepțiile franceză și americană asupra precomprimării exterioare

Între cele două concepții se pot evidenția diferențe destul de semnificative, acestea punându-și amprenta clar asupra cercetării din Franța și Statele Unite ale Americii.

În Statele Unite, principalul obiectiv al introducerii precomprimării exterioare a fost diminuarea costului structurii, pentru că cel mai adesea criteriul de atribuire a lucrării a fost oferta cu costul cel mai scăzut. Prin urmare, precomprimarea exterioră a fost dezvoltată înainte de toate pentru reducerea greutateii structurii, în principal prin micșorarea grosimii inimilor tablierului. Tehnologia aleasă în acest scop a fost cea mai simplă și cea mai economică posibil, dar ea nu permitea înlocuirea faclă a cablurilor de precomprimare; în aceste condiții, podurile cu secțiunea cheson executată din elemente prefabricate, realizate de către biroul de proiectare Figg & Muller, îndeplineau deja toate cerințele pentru a intra în competiție cu cele concepute ca grinzi prefabricate precomprimare cu armătură aderentă, standardizate de către AASHTO; față de acestea din urmă, primele s-au dovedit mai economice în numeroase situații.

În Franța, situația a fost total diferită, pentru că precomprimarea exterioră a fost dezvoltată la inițiativa SETRA, cu sprijinul activ al antreprizelor angrenate în construcția de lucrări de artă, și a avut ca scop atât economicitatea soluției, cât și îmbunătățirea calităților structurilor.

Precomprimarea exterioră a condus de fapt la o simplificare substanțială a traseelor cablurilor, relevând o serie de avantaje:

- permite limitarea drastică a deviațiilor parazite a cablurilor ;
- se reduc astfel foarte mult pierderile de tensiune prin frecare;
- precomprimarea exterioră permite ameliorarea condițiilor de betonare;
- se facilitează injectarea canalelor care sunt independente unul de altul și față de structura din beton;
- asigură o mult mai bună protecție a cablurilor de precomprimare;
- permite înlocuirea eventuală a cablurilor în situația în care acest lucru se dovedește necesar; aceasta costă evident ceva mai mult decât tehnologia mai simplă americană, care însă nu permite înlocuirea cablurilor.

La prima vedere, diferența de 2 sau 3 %, care apare la folosirea celor două concepții tehnologice, nu este mare, dar luând în considerare valoarea globală ridicată a unei structuri de traversare, ea totuși nu poate fi neglijată.

Cu toate că probabilitatea de-a înlocui cablurile de precomprimare este redusă la ora actuală ținând cont de buna calitate a protecției, administratorul structurii este totuși

avantajat, pentru că toate soluțiile franceze de precomprimare exterioră prevăd posibilitatea înlocuirii cablurilor, motivația putându-se modifica în timp.

În aparență, interesul economic față de precomprimarea exterioră ar trebui să fie mai scăzut, dar totuși, atunci când administratorul trebuie să aleagă între cost și calitate, se pare că acesta o preferă cel mai frecvent pe a doua, dovedită fiind în timp economicitatea acestei alegeri.

4.2.5. Precomprimarea exterioră - soluție pentru podurile lansate prin împingere

Prima structură lansată prin împingere, la care s-a folosit precomprimarea exterioră, podul "prototip" Rio Caroni, a fost realizată de către Fritz Leonhardt, în Venezuela. Deoarece în timpul lansării forța de precomprimare trebuie să fie centrată și pentru că cea mai eficientă proiectare a cablurilor de precomprimare pentru faza de exploatare, prevede amplasarea lor la partea superioară pe reazem și la partea inferioară în câmp, Fritz Leonhardt a plasat câte un cablu exterior, puternic, de fiecare parte a chesonului, în plan paralel cu inima. În timpul lansării, cablurile exterioare au fost drepte și amplasate la nivelul centrului de greutate al secțiunii transversale, pentru ca după lansare, ele să fie deplasate cu ajutorul unor prese așa fel încât să fie amplasate pe suportii speciali de lângă inimi în poziția cea mai eficientă pentru secțiunea respectivă. Cablurile nu au rămas însă exterioare, deoarece au fost închise într-o construcție metalică ce ulterior a fost umplută cu lapte de ciment, asigurându-se astfel protejarea lor și legătura mai bună cu structura. Această metodă a fost utilizată în timp la mai multe structuri.

Urmare dezvoltării tehnologiei de precomprimare, organizarea cablurilor pentru lansare a suferit modificari, fiind amplasate cabluri interne în dale pentru a produce o precomprimare centrică. După lansare, s-au montat cablurile ondulate în pereți, pentru a produce o distribuție convenabilă a forțelor pentru situația de exploatare.

O altă etapă o constituie limitarea numărului de cabluri montate înainte lansării, prin prevederea în interiorul chesonului a câtorva cabluri exterioare temporare care se demontează după tensionarea cablurilor interioare ondulate prevăzute în pereții laterali. Prima structură executată în această soluție tehnologică este podul Aiguilly peste Loire, realizat în 1980. Mai târziu, la podul Bléré peste râul Cher se folosește aceeași tehnologie, precomprimarea exterioră rămânând ca soluție definitivă în cazul podurilor lansate prin împingere.

Structura realizată în Thailanda de către constructorul francez Dragages et Travaux Publics, a adus elemente de noutate în domeniul precomprimării exterioare. Viaductele de acces la podul King Taksin în Bangkok au fost proiectate pentru a fi realizate pe

eașafodaje, cu precomprimare clasică. Fiind vorba de fapt de patru poduri similare, câte unul pe sens, pe fiecare mal, constructorul a propus realizarea lor în spatele culeelor și lansarea prin împingere cu modificarea corespunzătoare a organizării cablurilor. Deoarece consultantul nu a agreat soluția de modificare a organizării cablurilor, executantul a avut ideea de-a introduce unele temporare în pereții chesonului, a caror efect suprapus celui dat de cablurile definitive, să fie centrarea forței de precomprimare în timpul lansării. Pentru a măări eficiența acestor cabluri în secțiunile de la mijlocul deschiderii, ele au fost scoase în afara plăcii superioare și deviate cu piese metalice amplasate deasupra inimilor.

Aceasta idee a constituit de fapt baza pentru o proiectare eficientă a precomprimării exterioare în cazul podurilor lansate prin împingere.

4.2.6. Precieri asupra retrospectivei precomprimării exterioare

Este unanim recunoscut faptul că aceste poduri "istorice" își fac datoria în condiții foarte bune față de traficul în creștere, după 40 sau 50 de ani de exploatare: podul de la Aue, podul Klockestrand, podurile Villeneuve-Saint-Georges și Port à Binson, podul Sclayn ... Prin urmare, reiese clar că precomprimarea exterioară nu prezintă inconveniente structurale – așa cum s-a încercat să se dovedească uneori - cu condiția ca proiectarea să fie condusă corect, cu acuratețe.

În principal, problemele care au afectat câteva poduri, s-au datorat unei protecții anticorozive insuficiente sau inadecvate a cablurilor exterioare. La unele din structurile afectate a fost necesară înlocuirea cablurilor degradate sau consolidarea cu cabluri exterioare, în schimb la altele s-au putut menține, folosind o protecție adecvată. Într-un singur caz s-a impus demolarea structurii datorită diminuării periculoase a secțiunii utile a cablurilor.

Ca și concluzie, se poate afirma că restrângerea interesului față de precomprimarea exterioară s-a datorat imaginii proaste generate de costul câtorva lucrări, de protecția anticorozivă uneori ineficientă și de limitele tehnologice ale primilor ani ai precomprimării. Un element potrivit, suplimentar, a fost și insuficiența cunoașterii a comportării structurale a cablurilor exterioare, fapt dovedit de înglobarea ulterioară în beton a cablurilor ce au fost exterioare în timpul execuției.

4.2.7. Motivație pentru reintroducerea precomprimării exterioare

Din numeroasele structuri executate până în anii 70, din consolidarea cu cabluri exterioare a câtorva structuri precomprimare clasice la care forțele de precomprimare

inițiale nu au fost suficient de mari, specialiștii francezi au avut posibilitatea să tragă o serie de învățăminte care au contribuit la îmbogățirea experienței lor în domeniul precomprimării exterioare și i-au determinat să-și reorienteze atenția către această tehnologie de viitor.

S-au reconsiderat gradientii termici, fenomenele de curgere lentă și contracție, pierderile de tensiune prin frecare, relaxarea oțelului, care toate fuseseră subestimate cu ani în urmă. Acestea împreună au constituit fenomene datorită cărora siguranța câtorva poduri a fost periclitată, impunându-se consolidarea lor cu cabluri exterioare adiționale.

Începând cu anul 1973, proiectanții au conceput tehnologii și sisteme de precomprimare care să permită montarea ulterioară de cabluri în podurile existente.

Soluțiile de protecție anticorozivă aplicate la lucrările executate recent, asigură o durabilitate sporită, eliminând principalele inconveniente ale realizărilor anterioare.

Apariția cablurilor de mare capacitate (12, apoi 19 toroane $\varnothing 15$ și mai mult) realizate din oțel de calitate deosebită, a simplificat mult proiectarea și execuția prin reducerea numărului necesar de cabluri exterioare.

Un motiv aparte l-a constituit competiția dintre proiectanții francezi și cei americani reprezentați de către Jean Muller și Eugene Figg, promotorii multor idei noi.

În Franța, ideea reintroducerii precomprimării exterioare a fost puternic susținută de către conducerea Ministerului Transporturilor și de către specialiștii din cadrul SETRA, fiind astfel posibilă dezvoltarea de noi și performante aplicații.

4.3. Precomprimarea exterioară - tehnologie actuală

4.3.1. Avantajele precomprimării exterioare

Precomprimarea exterioară, fie că este **total exterioară**, adică armătura pretensionată este amplasată în totalitate în afara secțiunii de beton, fie că este **mixtă**, adică parte din toroane sunt incluse în elementele de beton, iar parte sunt amplasate în afara acestora, prezintă numeroase avantaje.

4.3.1.1 Ameliorarea condițiilor de betonare

În **prima ipoteză**, suprimarea totală a cablurilor interioare din beton ameliorează considerabil betonarea, fiind facilitată patrunderea betonului, care nu mai întâlnește obstacolele majore constituite de tubulatura cablurilor.

În cazul precomprimării **mixte**, numărul de cabluri interioare este evident redus în raport cu cablajul clasic și dacă nici unul nu coboară în inimi, betonarea acestora nu pune probleme speciale.

Această ameliorare a condițiilor de betonare conferă garanția obținerii unor rezistențe ridicate în lucrare și permite diminuarea grosimii pereților.

4.3.1.2 *Îmbunătățirea condițiilor de punere în operă a cablurilor de precomprimare*

Se înlătură dificultățile ce se manifestă la pozarea tubulaturii interioare betonului, cu excepția zonelor deviatorilor și a pieselor de ancoraj.

Devine facilă pozarea canalelor pentru cablurile care rămân în beton, datorită reducerii numărului și lungimii lor, precum și simplificării traseului lor, care devine în general rectiliniu.

Pierderile de tensiune prin frecare sunt limitate drastic și în plus se reduce riscul creșterii acestora datorită deviațiilor unghiulare parazite ce pot apare din reglajul defectuos al tubulaturii sau din deplasarea ei la vibrarea betonului.

Pierderi de tensiune prin frecare se manifestă numai pe porțiunile de traversare a elementelor din beton (deviatori și ancoraje), unde se localizează deviații parazite.

Cablurile care ramân interioare betonului, având în general un traseu rectiliniu, suferă pierderi de tensiune mult reduse față de cele cu traseu clasic.

Dificultățile de înfilare scad de asemenea simțitor.

4.3.1.3 *Ameliorarea condițiilor de injectare*

Accesibilitatea deosebită a cablurilor exterioare betonului, facilitează operațiunea de injectare și oferă posibilitatea controlului acesteia în lungul traseului cablului, ne mai fiind necesară prevederea în beton a golurilor de injectare.

4.3.1.4 *Posibilități de înlocuire*

Prin concepția sistemului de precomprimare se poate prevedea înlocuirea unui anumit număr de cabluri exterioare, care nu implică altceva decât demontarea tecii de protecție și a cablului ca atare, fiind important a nu se produce degradări structurii propriu-zise.

Acest avantaj nu trebuie să conducă la neglijarea creării posibilității de montare ulterioară a unui număr de cabluri adiționale, pentru care este indicat să se prevadă spații corespunzătoare.

4.3.1.5 *Reducerea greutatei structurii și îmbunătățirea rezistenței*

Absența totală a tubulaturii pentru cabluri în interiorul secțiunii de beton, permite reducerea greutatei structurii la care se folosește precomprimarea exterioară, prin diminuarea grosimii pereților laterali și deci implicit a volumului de beton din secțiune; în

același timp se sporește rezistența secțiunii, prin suprimarea sau limitarea numărului de "găuri" ce reprezintă cablurile interioare betonului, care sunt de fapt puncte sensibile ale secțiunii.

4.3.2. Dezavantajele precomprimării exterioare

4.3.2.1 Vulnerabilitatea cablajului exterior

Cablurile exterioare sunt mai expuse agresiunilor de orice fel decât cablurile interioare betonului:

- sunt mai sensibile la foc, fapt care nu împiedică asupra folosirii cablurilor exterioare la lucrările de artă, dar care nu le indică pentru construcțiile civile sau industriale;
- pot fi agresate de depunerile corozive datorate păsărilor care cuibăresc în interiorul structurilor de pod, de către rozătoare sau, chiar de către oamenii ce își găsesc adăpost în aceste structuri pentru o mai lungă sau mai scurtă durată;
- prezența rețelelor cu diferite funcționalități, poate periclita stabilitatea structurii, dacă personalul muncitor, în activitatea sa curentă asupra rețelelor, afectează voluntar sau involuntar integritatea cablurilor exterioare.

Pentru poduri, în vederea eliminării posibilităților de distrugere a cablurilor exterioare, se preferă o secțiune închisă de tip cheson, în fața uneia deschise.

4.3.2.2 Dificultăți de pozare a tuburilor de tranzitare în deviatori

Precomprimarea exterioară permite simplificarea considerabilă a punerii în operă a tubulaturii pentru cablurile exterioare, deoarece este necesar să fie montate tuburi numai pentru trecerea cablurilor exterioare prin secțiunile de beton (ancoraje și deviatori). Acestea trebuie să fie rigide și pozate cu o mare precizie.



Foto 4.12 - Deviator cu mobilitate provizorie

Traseul cablurilor exterioare trebuie să fie absolut rectiliniu între două puncte de schimbare a direcției, pentru că în caz contrar, apar deviații unghiulare parazite la extremități, care se traduc în eforturi suplimentare atât în cablu cât și în beton și, în creșterea pierderilor de tensiune prin frecare. Pentru eliminarea dificultăților de reglaj, se pot prevedea deviatori cu o oarecare mobilitate provizorie (foto 4.12).

4.3.2.3 *Dificultăți de manipulare a preselor de tensionare*

Prin recurgerea la precomprimarea exterioră se tinde spre o reducere considerabilă a numărului de cabluri, fapt realizabil prin utilizarea de cabluri de mare capacitate, care, în mod curent în Franța, sunt 19T15 și chiar mai mult pentru deschideri mari.

În această situație, greutatea preselor face dificilă manipularea lor, fiind vorba de multe ori de necesitatea de a le utiliza în spații destul de restrânse.

La execuția podurilor prin avansare continuă deschidere cu deschidere, situația este în mod particular avantajoasă, pentru că ancorajul din spatele deschiderii deja realizate este unul pasiv, iar tensionarea se execută la ancorajul din fața deschiderii, unde preesele se pot manipula cu ajutorul unei macarale, fără a fi necesar accesul în interiorul structurii (foto 4.13).



Foto 4.13 - Viaductul Vallon des Fleurs construit prin avansare din elemente prefabricate

4.3.2.4 Posibilități limitate de supratensionare a cablurilor exterioare

Alungirea cablurilor de pretensionare este aceeași pe toată lungimea traseului, sau cel puțin constantă între punctele de contact cu betonul (deviatori sau ancoraje), dacă deviațiile unghiulare sunt așa de mari încât să producă frecări capabile să blocheze deplasările. Alungirea cablului între două puncte de "fixare", adică pe un tronson drept, este întotdeauna mai mică decât deformația medie a betonului la nivelul său pe acest tronson, și această diferență este cu atât mai pregnantă cu cât porțiunea rectilinie a cablului este mai mare.

Supratensionare importantă, s-ar manifesta în cazul apariției unor deformații mari ale structurii, deci atât ale betonului cât și ale armăturii pretensionate. Deoarece însă aceste deformații trebuie limitate la valori rezonabile, supratensionările posibile pentru un cablu exterior al carui traseu se înscrie în înălțimea secțiunii de beton pe care o precomprimă, rămân totuși reduse.

4.3.3. Aspecte economice

Este dificil a face o comparație între două lucrări privite în ansamblu, una realizată prin precomprimare clasică iar cealaltă cu precomprimare exterioră, deoarece există o serie de factori contradictorii atât în privința cantităților de materiale cât și a prețurilor unitare:

- precomprimarea exterioară permite ușurarea structurii, deci diminuarea solicitărilor din greutate proprie, câștiguri care însă sunt contrabalansate parțial de către prezența deviatorilor și a zonelor de ancorare;
- la aceeași valoare a tensiunii utile, eficacitatea unui cablu exterior este adesea mai redusă decât a unuia interior betonului, pentru că traseul său poligonal nu urmărește traseul ideal cu aceeași acuratețe, excentricitatea sa în secțiunile critice este mai redusă din condiții constructive și, pentru că posibilitățile sale de supratensionare în stările limită ultime sunt mai mici;
- în schimb, forța utilă a unui cablu exterior este mai mare, având în vedere pierderile de tensiune prin frecare mult reduse;
- la un consum egal de oțel, costul precomprimării exterioare este mai ridicat deoarece materialele specifice utilizate (tubulatura, dispozitive speciale de ancorare) sunt mai scumpe, reglarea tuburilor în deviatori este mai dificilă și manipularea preselor de pretensionare este mai pretentioasă.

Față de aceste elemente pro și contra, se pot detașa două aprecieri:

- ca și **cost inițial**, precomprimarea exterioară este interesantă numai dacă se privește prin prisma **reducerii greutateii structurii** și a **industrializării**

execuției, pentru că posibilitățile reduse de pe șantier s-ar constitui într-un handicap important la realizarea deviatorilor și ar anula avantajul economic scontat;

- precomprimarea exterioră pastrează totuși atuuri importante pentru că ea permite **ameliorarea** sensibilă a **calității** și deci a **durabilității** structurilor, **facilitând** în același timp **supravegherea** și deci **reducând costurile de exploatare**.

4.3.4. Modalități de protejare anticorozivă

Tehnologia de protecție anticorozivă este diferită după cum cablurile exterioare sunt concepute pentru a fi sau nu înlocuibile.

Există la ora actuală o serie de soluții tehnologice care permit înlocuirea cablurilor în caz de nevoie:

- se poate menține injectarea cu lapte de ciment, dar se prevede dublu tubaj în zona deviatorilor pentru a fi posibilă demontarea;
- injectarea se poate face cu un produs suplu, vaselină sau ceară petrolieră;
- s-au proiectat cabluri galvanizate fără protecție sau protejate în tub neinjectat;
- unii producători de sisteme de precomprimare au dezvoltat tehnologii pe bază de monotoroane tubate-protejate grupate în fascicule.

4.3.4.1 Cabluri neînlocuibile

În această situație, soluția cea mai economică și care conferă cea mai bună protecție anticorozivă este cea bazată pe injectarea de lapte de ciment.

Tubulatura, pe porțiunile unde cablul este liber, se realizează din polietilenă de înaltă densitate (PEHD) și se racordează direct cu tuburile metalice prevăzute în deviatori pentru a asigura trecerea cablului prin beton.

Tubulatura prevăzută pe porțiunile rectilinii se poate realiza și din alte materiale:

- polipropilena, care este mai performantă mecanic, dar din păcate mult mai sensibilă la ultraviolete;
- țeavă metalică rigidă, soluție care este mai costisitoare.

Nu se recomandă utilizarea tuburilor din PVC datorită fragilității lor excesive și se exclud complet clasicele tuburi din foaie de tablă, că fiind insuficient de etanșe.

Punctul sensibil îl constituie racordul dintre tubul PEHD și tubul metalic. În această zonă, fie se interpune un racord de cauciuc între cele două tuburi, protejat metalic din motive de

presiune pe durata injectării, fie se prevede o porțiune scurtă de tub PEHD fixată etanș pe tubul metalic și înglobată în beton pe o anumită adâncime, astfel ca de aceasta să se poată racorda termic tubul PEHD. Tubul PEHD se alege așa fel încât să reziste la o presiune minimă de 0,4 MPa fără să se deformeze.

4.3.4.2 *Cabluri înlocuibile, protejate cu dublu tubaj*

Această tehnologie se aplică în cazul cablurilor înlocuibile care se injectează cu lapte de ciment și este specifică zonelor de traversare a betonului:

- tubulatura în care se face injectarea este continuă, realizată din PEHD;
- traversarea zonelor de ancoraj și a deviatorilor se face în tuburi metalice care au de fapt rolul de cofraj, de separator între tubul de PEHD și beton (foto 4.14).

Pentru facilitarea demontării, traseul cablului în zona deviatorilor trebuie să fie rectiliniu sau arc de cerc, iar în zona de ancorare trebuie realizată legatura dintre tubul rectiliniu și tubul special profilat, metalic sau din PEHD, prevăzut în beton, ca parte integrantă a ancorajului (foto 4.15).

În mod curent se preferă tubulatura din PEHD termosudată sau racordată prin manșoane electrosudabile, deoarece racordarea acestora la trompetele din zona de ancorare este mult mai simplă decât în cazul tubulaturii metalice.



Foto 4.14 -Tubaj dublu în deviator



Foto 4.15 - Tubaj dublu în ancoraj

Comportarea tuburilor din PEHD în zona deviatorilor, unde pereții tubului sunt solicitați de presiunea cablului curbat, este bună, experiența dovedind că pentru o grosime suficientă a peretelui și o rezistență minimă la compresiune de 0,6 MPa, polietilena se plastifiază, dar nu se străpunge.

Pentru tubulatura metalică, din motive de sudabilitate, se recomandă o grosime de perete de minimum 3 mm.

La demontare se vor lua măsuri așa fel ca tăierea să nu se producă brutal și să atenteze astfel la securitatea personalului.

4.3.4.3 Cabluri înlocuibile protejate cu produse ce rămân fluide

Injecția cablurilor exterioare cu produse ce își mențin în oarecare măsură fluiditatea, reprezintă o altă soluție care permite întinderea ulterioară, detensionarea sau înlocuirea armăturii pretensionate, necesitând un tubaj simplu.

Pentru alegerea produsului de injecție s-au parcurs mai multe etape, fiecare cu avantajele și dezavantajele ei.

La început s-au injectat emulsii de săpun și ulei, care la temperatura mediului ambiant aveau o vâscozitate suficient de mare pentru a preîntâmpina scurgerile de produs de protecție pe timpul exploatării structurii. Pentru început s-a injectat produsul la temperatura de aprox. 40° C, ceea ce a necesitat o presiune de până la 2 MPa, puncte de injecție relativ apropiate și tubulatură cu rezistență ridicată la presiune (țevă de instalații). Ridicând temperatura de injecție la 80...90° C, presiunea necesară introducerii fluidului de protecție în tubulatură a scăzut la aproximativ 0,2 MPa, datorită reducerii vâscozității, însă a fost necesară utilizarea de tubulatură rezistentă la temperatură și cu etanșeitate perfectă. Injecțiile cu emulsii de săpun cu ulei nu au dat rezultate pe deplin mulțumitoare, datorită:

- numeroaselor scurgeri de ulei apărute ca și consecință a separării componentelor din amestec și a unei rezistențe necorespunzătoare a tubulaturii la presiunea necesită de injecția la temperatură relativ coborâtă;
- costului destul de ridicat al tubulaturii necesitate de tehnologia la rece;
- problemelor tehnice și de securitate a muncii, induse de încălzirea și manipularea produsului la temperatură ridicată, a degajărilor de noxe și a separării componentelor.

La ora actuală, se preferă utilizarea de ceară petrolieră, mult mai stabilă în timp datorită structurii ei cristaline, și care se poate transporta la locul de punere în operă cu autocisterne izoterme prevăzute cu pompe pentru injecție la temperaturi de cca 90° C.

În problema tubulaturii, s-a optat pentru principiul protecției simple.

La ancoraje și deviatori, acolo unde traseul cablurilor străbate zone de beton, se prevăd tuburi metalice care sunt mai ușor de pozat cu mare precizie și care prezintă o rezistență mult mai bună la presiunea exercitată de cabluri asupra pereților (la deviatori), față de tubulatura PEHD a cărei pereți pot fi secționați mult mai ușor.

În zonele curențe, tubulatura trebuie să reziste la temperatura și presiunea de injecție. Din această cauză, s-a preferat pentru început tubulatura metalică racordată mecanic și mai apoi tubulatura din fibră de sticlă, foarte rezistentă, dar costisitoare.

La ora actuală, s-a optat pentru injectarea de ceară petrolieră la 80...90° C în tuburi din PEHD rezistente la o presiune de cel puțin 0,6 MPa. Datorită grosimii mai mari a pereților, inerția termică împiedică încălzirea lor puternică la exterior și deci deteriorarea lor. În deviatori, tubul PEHD ce traversează prin tubul metalic pozat în prealabil, se ranfursează interior cu o cămașă metalică ce împiedică distrugerea tubului PEHD datorită presiunii cablurilor pe pereți, în aceste zone recurgându-se la învelișul dublu.

Atât emulsia de săpun și ulei cât și ceara petrolieră au un coeficient de dilatare termică de 10 ori mai mare decât oțelul și betonul.

Dacă injectarea se face la temperatură scăzută (40° C), o creștere însemnată a temperaturii mediului înconjurător conduce la ridicarea presiunii în tubulatură și la apariția unor eventuale scurgeri de produs, așa că este absolut necesară prevederea de vase de expansiune care să poată prelua variațiile de volum ale substanței de protecție.

La utilizarea unei temperaturi ridicate în procesul de injectare, prin răcirea ulterioară, produsul se contractă, astfel că se crează volumul necesar unei eventuale dilatări în exploatare.

Injectarea cu aceste produse așa zise "suple" conferă o serie de avantaje în ipoteza soluției demontabile:

- devine posibil controlul și reglajul tensiunii din cabluri folosind ancoraje cu cap filetat;
- se poate proceda la detensionarea nedistructivă a cablurilor și la reutilizarea lor cu rezerva de a nu le bloca în aceeași secțiune.

Privită în ansamblu, soluția de injectare cu produse suple este mai costisitoare în raport cu cea de injectare clasică cu lapte de ciment și se impune numai în cazul în care avantajele înfățișate anterior devin prioritare pentru structura în discuție.

4.3.4.4 *Cabluri protejate prin galvanizare*

Există soluții de proiectare care prevăd ca singură modalitate de protecție a cablurilor de precomprimare exterioră, galvanizarea (foto 4.16). Soluția nu mai este la ora actuală agreată pentru precomprimare.

Stabilirea necesității de înlocuire sau de protejare anticorozivă suplimentară se poate face numai printr-o inspecție vizuală, care însă nu este prea ușor de realizat, datorită faptului că este interzis a lăsa cablurile total libere din motive de securitate a personalului ce poate fi accidentat prin ruperea neprevăzută a acestora. Soluțiile de protecție a personalului, care însă să permită o inspecție vizuală a cablurilor, constau fie în prinderea acestora la intervale relativ mici în dispozitive prevăzute cu protecție pentru

suprafața galvanizată și care sunt fixate în beton, fie în îmbrăcarea cablurilor în tuburi transparente, sau opace dar telescopice (soluție complicată și costisitoare).

Pentru protecția ancorajelor se prevede galvanizarea tuturor pieselor și utilizarea clavelor din oțel dur cromat. Se iau măsuri foarte stricte de împiedicare a pătrunderii apei în zona ancorajelor și de drenare a apei pătrunse accidental.

Deoarece grosimea stratului de zinc depășește adeseori $50 \mu\text{m}$ (valoare indicată), ancorarea nu se realizează în bune condiții, clavetele nepătrunzând suficient în oțelul cablului, motiv pentru care această tehnică ridică serioase rezerve. Pentru aceste tipuri de cabluri se folosește și protecția ancorajelor prin injectarea locală cu produse suplă.

La montarea acestor cabluri se acordă foarte multă atenție manipulării, pentru a se evita deteriorarea stratului de protecție.

Sistemul de protecție descris se recomandă numai în zone cu climat uscat și fără agenți agresivi, deoarece sistemul de protecție prin galvanizare se consideră totuși suficient de vulnerabil pentru a nu conferi siguranța dorită pentru structurile amplasate în zone cu climat mai complex.



Foto 4.16 - Viaductul Sermenaz. Cabluri exterioare galvanizate

4.3.4.5 *Cabluri constituite din monotoroane tubate-protejate*

Acest sistem de alcătuire și protecție a armăturii pretensionate exterioare se remarcă prin avantaje certe:

- coeficienții de frecare au valori foarte reduse;

- posibilitatea de a efectua tensionarea cu ajutorul unei prese monotoron cu gabarit și dimensiuni reduse, ușor de manipulat (foto 4.17).

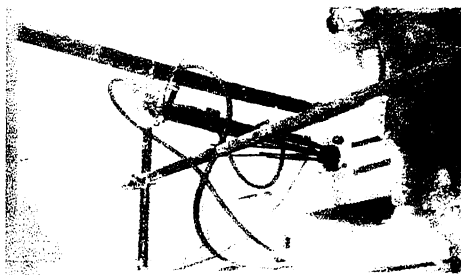


Foto 4.17 - Tensionarea cu presa monotoron

Dezavantajul major al sistemului constă în faptul că tubulatura de protecție individuală din PEHD este prea subțire pentru a rezista la presiunea exercitată de către toroane unul asupra celuilalt în zona deviatorilor și se poate distruge cu ușurință. Soluționarea acestui inconvenient major s-a realizat prin două metode.

O soluție constructivă prevede montarea în zonele deviatorilor a unor tuburi de protecție metalice individuale pentru fiecare toron, prin acestea fiind posibilă și stabilirea de trasee absolute paralele în afara betonului, pe tronsoanele drepte (foto 4.18).



Foto 4.18 – Tubulatură individuală de protecție în zona ancorajelor

Protejarea anticorozivă a zonelor ancorajelor se face cu același produs suplu utilizat și în zonele curente. Sistemul acesta constructiv prezintă riscuri ridicate de distrugere a protecției PEHD la înfilarea armăturii (toroanelor) și în plus rămâne mult mai puțin protejată față de acțiunile distructive ale animalelor și, din păcate, uneori ale omului.

O altă soluție prevede introducerea tuturor toroanelor tubate-protejate într-un tub din PEHD, al cărui diametru să fie cu puțin mai mare decât în cazul unui cablaj tradițional de aceeași capacitate (foto 4.19). Se procedează la injectarea cu lapte de ciment, mai puțin a zonei ancorajelor, pentru a permite tensionarea armăturilor. După întărirea cimentului, se poate face tensionarea armăturii în ansamblu sau toron cu toron, deoarece presiunea unor toroane asupra celorlalte în zona deviatorilor se reduce simțitor datorită stratului interpus de mortar de ciment întărit. Protecția anticorozivă se definitivează prin injectarea

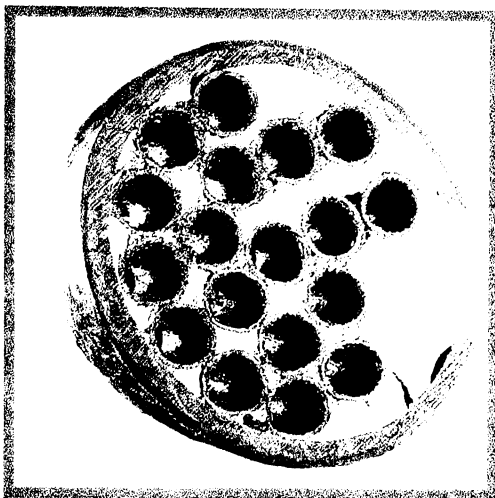


Foto 4.19 - Monotoroane tubate grupate în tub PEHD

ancorajelor cu lapte de ciment sau cu produse suplă, dacă se urmărește o eventuală retensionare sau demontarea armăturii pretensionate. Pentru a facilita demontarea cablurilor, este recomandabilă păstrarea tubajului dublu în zona ancorajelor și a deviatorilor, deși unii specialiști sunt de părere că demontarea este facilă și în absența tubajului dublu, dacă mortarul de ciment se îndepartează cu jet de apă sub presiune.

4.3.4.6 *Cabluri provizorii*

În cazul în care cablajul exterior nu are decât un caracter provizoriu în timpul execuției lucrării, gradul de protecție anticorozivă se stabilește funcție de durata lucrărilor și de agresivitatea mediului în care este situat obiectivul.

Pentru medii agresive și durată relativ mare de utilizare (mai multe luni), se recomandă folosirea cablurilor protejate prin galvanizare.

Dacă precomprimarea provizorie este necesară numai câteva săptămâni sau chiar una sau două luni, în condiții bune de mediu, este considerată suficientă o protecție cu ulei.

Deoarece din motive de securitate nu se acceptă ca armătura pretensionată să fie nudă, este recomandabil ca aceasta să fie introdusă în tubulatură din PEHD sau din polipropilenă, cu pereți de grosime mică, sau, să fie ancorată din loc în loc de structură, la intervale mici, fără a se mai introduce în tubulatură.

4.3.4.7 *Puncte de vedere actuale*

Toate aceste tehnologii prezentate, au fost utilizate începând cu anul 1980, dar cea mai răspândită la ora actuală rămâne cea cu tubaj dublu și injectare cu lapte de ciment.

Tubulatura se realizează din PEHD și se racordează cu elemente speciale în zona deviatorilor și ancorajelor, concepute așa fel de către furnizorii de materiale de precomprimare, încât să satisfacă cerințele de etanșeitate în timpul injectării. Toate dispozitivele componente ale sistemului de precomprimare sunt concepute în ideea de a facilita demontarea cablajului fără a necesita operațiuni traumatizante asupra structurii.

4.4. Concepția cablajului

4.4.1. Localizarea ancorajelor

Amplasarea cablurilor de precomprimare în exteriorul betonului impune rezolvarea unor probleme destul de delicate legate de difuzarea eforturilor în zonele de ancorare și de momentul încovoietor local, ce apar datorită transmiterii eforturilor din cablu în masa de beton a structurii podului (fig. 4.1). Este de remarcă faptul că ancorarea unui cablu exterior prezintă dificultăți mai mari decât ancorarea unui cablu interior betonului, datorită forțelor tăietoare importante ce se dezvoltă în acea zonă și a momentului încovoietor local aferent.

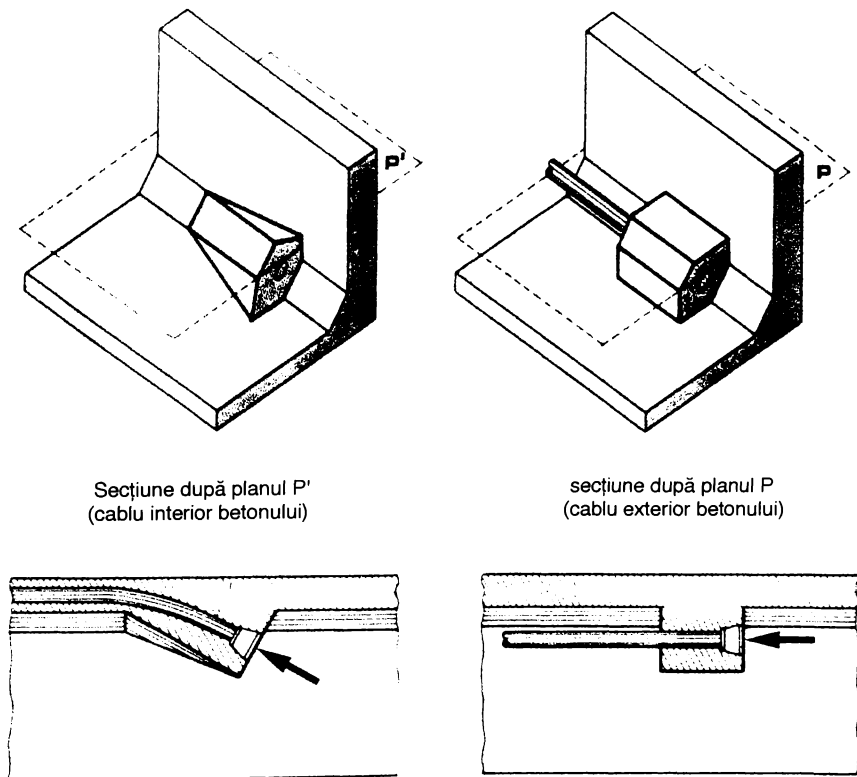


Fig. 4.1 - Principiul ancorării cablurilor interioare respectiv exterioare betonului

Două exemple sunt elocvente în acest sens.

La construcția viaductului Sermenaz (fig. 4.2), s-a urmărit reconstituirea traseului cablajului interior (clasic) printr-un cablaj exterior betonului, în situația unui pod executat în

consolă. Atât cablurile de consolă cât și cablurile de continuitate sunt ancorate în deschidere în nervuri ce echează fiecare tronson. Datorită valorilor mari atinse de eforturile ce se dezvoltă în ancoraje, nervurile au ajuns la dimensiuni apreciabile, fapt care a condus la un oarecare scepticism în ceea ce privește utilitatea precomprimării exterioare, deoarece avantajul obținut prin reducerea greutății inimilor ca rezultat al micșorării grosimii acestora, a fost practic anulat de greutatea mare a nervurilor.

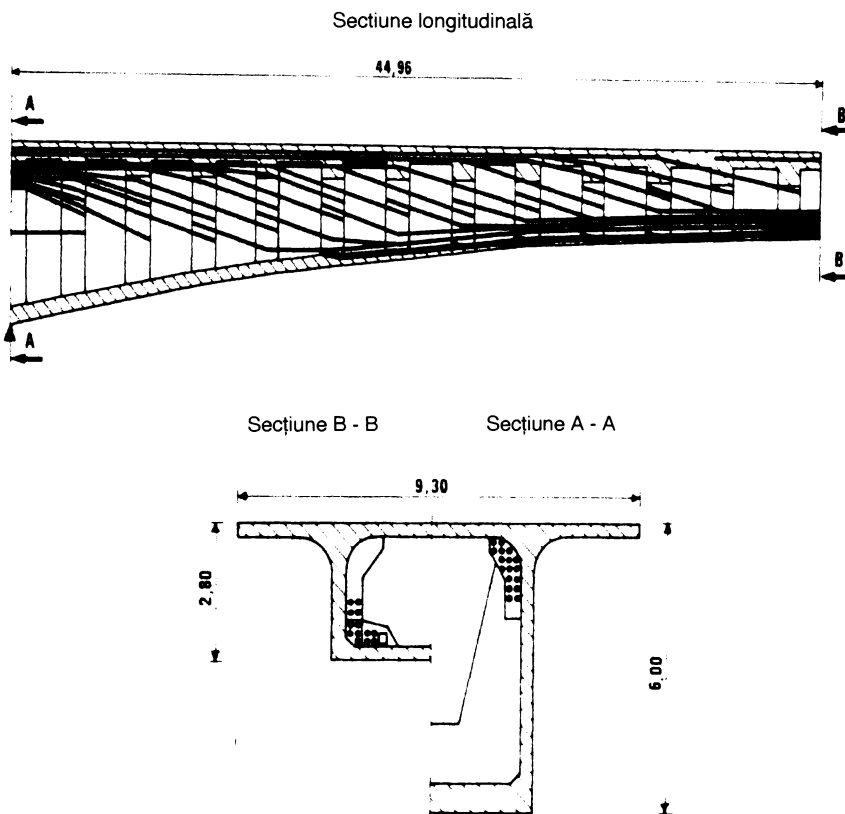


Fig. 4.2 - Cablarea viaductului Sermenaz

Al doilea exemplu îl constituie concepția belgiană care prevedea ancorarea cablurilor în bosaje amplasate pe placa inferioară. În urma consultărilor cu specialiștii francezi, bosajele au fost înlocuite cu antretoaze masive care transmit eforturile de ancorare în condiții mult mai bune. La o structură s-a utilizat totuși ancorarea în bosaje, dar în această situație s-au prevăzut bare verticale ancorate în placa superioară, în vederea echilibrării momentului încovoietor produs de eforturile de ancorare.

Deoarece logica o cere și practica a dovedit-o, ancorarea armăturilor exterioare trebuie făcută în elemente masive și în mod normal se preferă cele existente, adică antretoazele de pe reazeme. Prin adoptarea acestei soluții, îngroșarea necesară a antretoazelor pe reazeme, nu provoacă creșterea eforturilor din încovoiere sau tăietoare, pentru că descărcarea se face direct în reazem.

Se constată că cel mai simplu principiu de cablare constă în dispunerea de cabluri ce parcurg întreaga deschidere și care se ancorează în tronsonul de pe pilă (fig. 4.3).

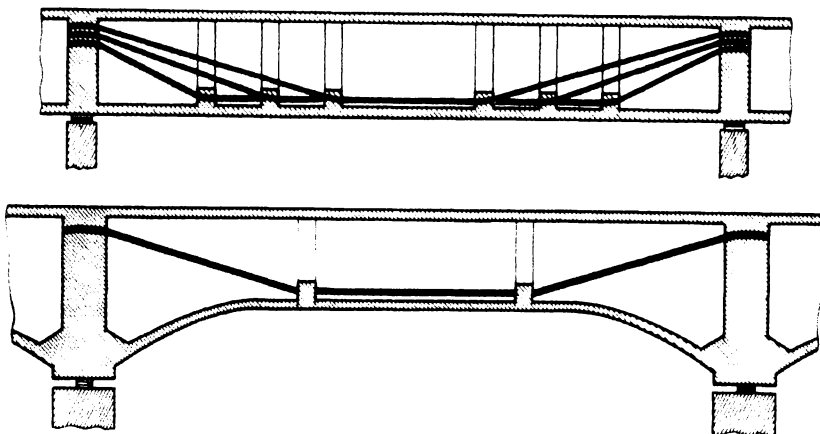


Fig. 4.3 - Principiul clasic de cablare la precomprimarea exterioară

4.4.2. Deviatorii

În vederea realizării unui traseu optim pentru cablurile exterioare, din punctul de vedere al preluării eforturilor din încovoiere și din forțe tăietoare, se impune devierea acestora spre partea inferioară la mijlocul deschiderii și spre partea superioară în zona reazemelor. Devierea cablajului se poate realiza fie cu ajutorul unor blocuri deviatoare, fie prin intermediul unor antretoaze cu rol de deviator.

Utilizarea blocurilor deviatoare este convenabilă din punct de vedere al execuției, pentru că se pot realiza în același timp cu chesonul propriu-zis, ca și un bosaj de ancorare al unui cablu interior clasic, prin prevederea unui cofraj de formă adecvată în interiorul chesonului, care poate fi izolat la betonarea tronsoanelor ce nu necesită deviatori. Soluția a fost preferată pentru majoritatea podurilor realizate în SUA și pentru câteva poduri executate în Franța (fig. 4.4). Este posibilă astfel devierea cablurilor unul câte unul și

alegerea punctelor de ancoraj în tronsoanele de pe pilă, așa fel încât descompunerea efortului de deviere să se facă fără încovoiere, după direcția inimii și a plăcii inferioare. Deoarece devierea nu se poate realiza decât în apropierea inimii, se impune îndepărtarea de inimă a cablurilor deja deviate vertical, ceea ce conduce la un traseu în plan care nu mai rămâne rectiliniu. Trebuie remarcată greutatea redusă a structurilor realizate cu cabluri exterioare deviate cu blocuri deviatoare.

Concepția franceză preferă utilizarea antretoazelor deviatoare pentru că traseele obținute sunt mai simple, adică se pot plasa într-un plan vertical sau ușor înclinat. Primele antretoaze deviatoare au fost executate aproape pe toată secțiunea chesonului, lăsându-se numai un orificiu de trecere rectangular, redus, în zona centrală a antretoazei.

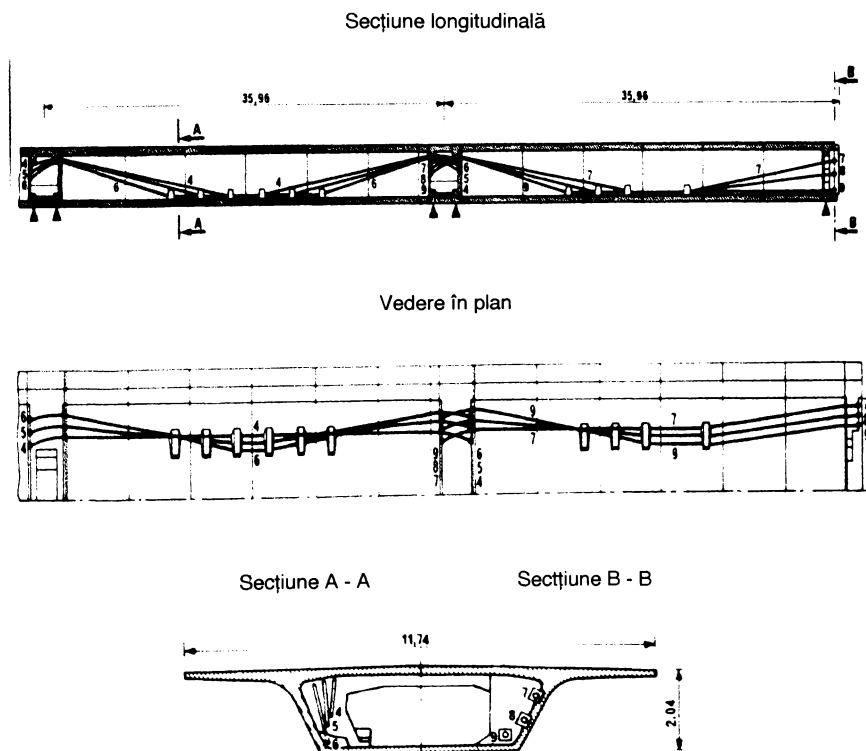


Fig. 4.4 - Schema de cablaj a podului Long Key

Această antretoază de tip special, prin intermediul elementelor verticale, asigură o bună distribuție a eforturilor de deviere în inimile tablierului, iar prin partea sa orizontală

rigidizează placa inferioară față de eforturile de încovoiere transversală produse de distanțarea cablurilor față de inimile secțiunii.

Podul La Flèche este un exemplu pentru modul în care se poate realiza devierea cablurilor cu antretoaze de grosime redusă, dispuse mai des, așa fel încât unghiurile de deviere să fie cât mai mici posibil și deci razele de curbură să aibă valori mari, toate fiind elemente deosebit de avantajoase pentru cabluri și pentru structura în ansamblu (fig. 4.5).

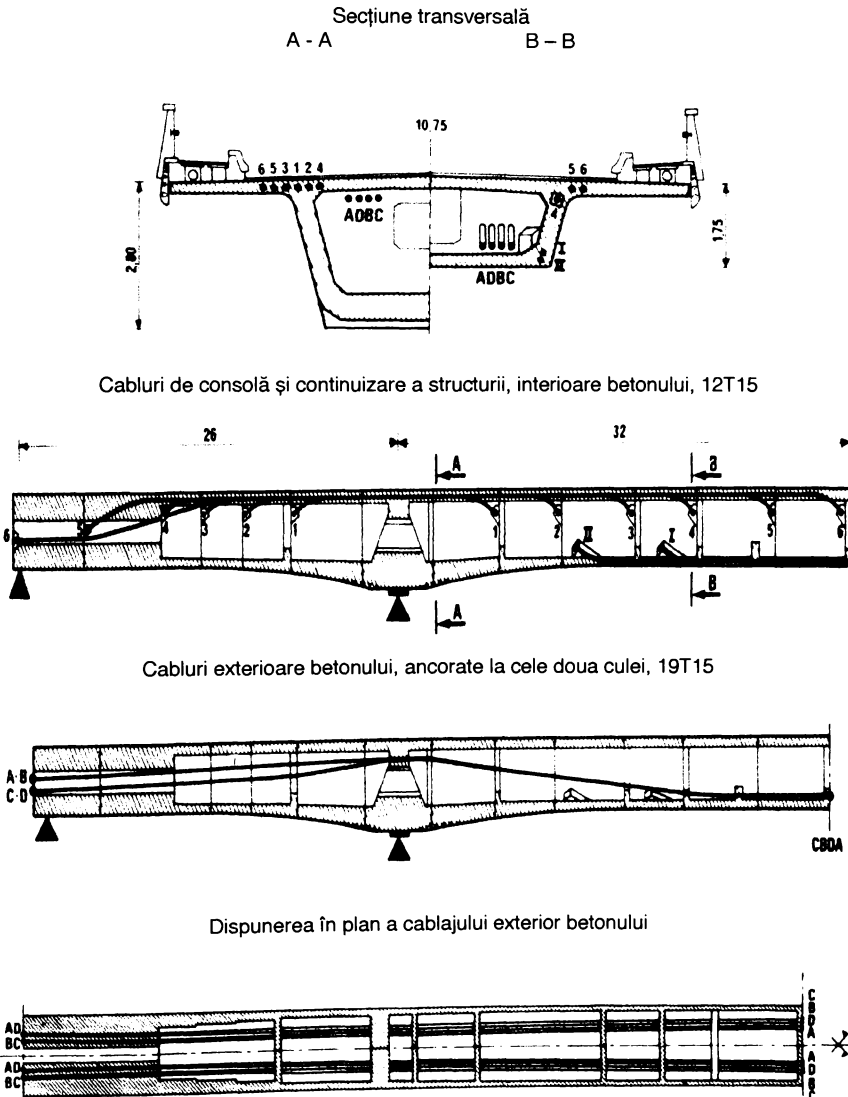


Fig. 4.5 – Schema de cablaj a podului La Flèche

Acest pod a fost realizat pe mal și lansat în deschidere prin rotire, tehnologie care a impus utilizarea a două familii de cabluri și anume:

- cabluri interioare betonului, care au asigurat, o parte, legătura între tronsoanele betonate, cu un cofraj mobil, simetric față de pilă (se poate spune că execuția a fost în consolă), iar o altă parte, legarea celor două semistructuri și deci continuizarea structurii în ansamblu;
- cabluri exterioare betonului, destinate a completa cablajul interior și a prelua în special sarcinile din încărcarea utilă.

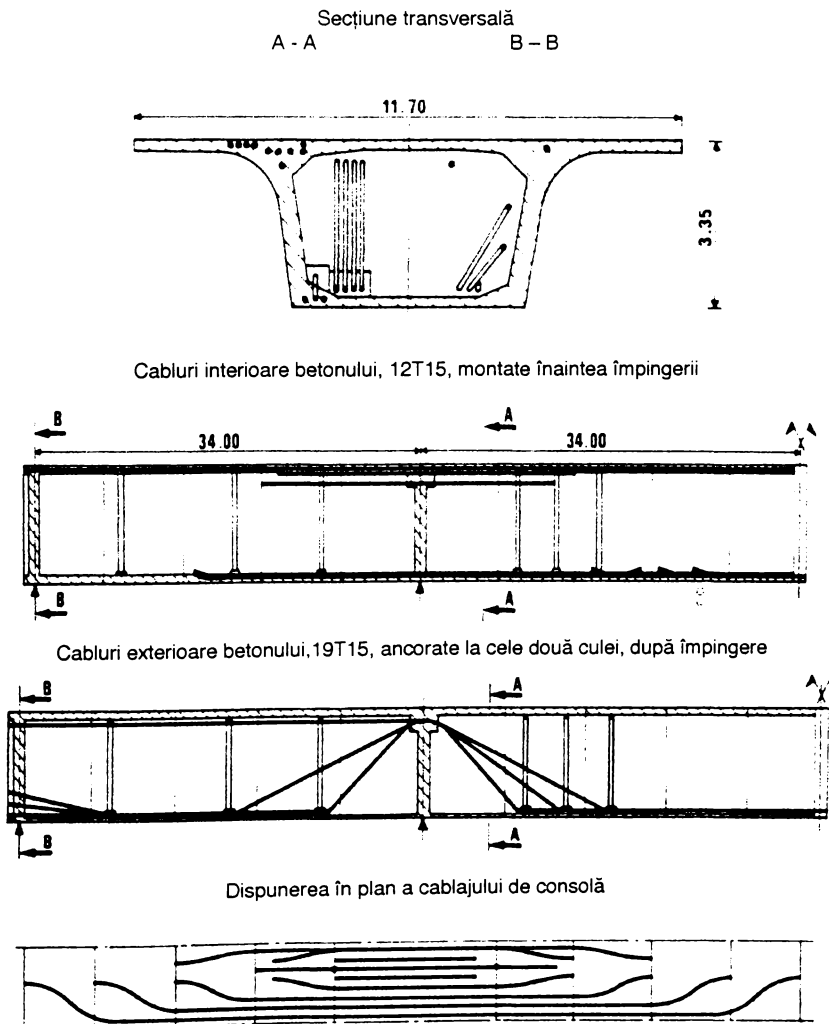


Fig. 4.6 – Schema de cablaj a podului Cergy Pontoise

În cazul structurii podului Cergy Pontoise, cablurile sunt deviate unul câte unul dar o singură dată, fapt care impune adoptarea unor elemente de deviere mult mai marcante pentru cablu (fig. 4.6). A fost necesară adoptarea unei grosimi suficiente pentru deviator, așa fel încât să se poată asigura lungimea cerută pentru o rază de curbură acceptabilă pentru cablu. Cablurile sunt deviate în apropierea joncțiunii inimă-placă inferioară, deviatorii propriu-zisi fiind legați peste placa inferioară prin intermediul unei grinzi de rigidizare și prezentând prelungiri pe inimi spre placa superioară, prelungiri a căror grosime se diminuează spre partea superioară a chesonului, urmărindu-se prin aceasta reducerea greutății structurii.

Pentru a se diminua grosimea antretoazelor deviatoare, în unele cazuri s-au utilizat elemente metalice de deviere care au fost realizate cu curbura necesară și care au fost fixate de aceste antretoaze, cărora le revine astfel numai rolul de transmitere și distribuire a efortului de deviere (foto 4.20), schimbarea direcției cablului fiind produsă în lungul deviatorului metalic.

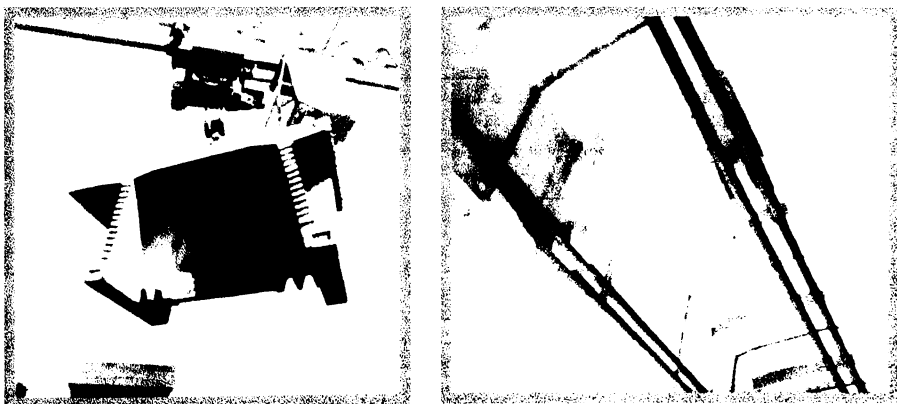


Foto 4.20 – Antretoază deviatoare de grosime redusă, cu elemente metalice

Faptul că elementele metalice de deviere prezintă posibilitatea unei ușoare orientări față de antretoaza din beton, se constituie într-un avantaj considerabil, pentru că se pot astfel reduce simțitor riscurile apariției unor deviații parazite.

La execuția prefabricată (din elemente prefabricate sau la preturnarea pe șantier) a tablierelor de poduri, antretoazele deviatoare se constituie, din pacate, în puncte singulare, care ridică anumite probleme de betonare, din punct de vedere al fluenței procesului, în special în cazul secțiunilor închise de tip cheson.

La structurile executate din elemente prefabricate, problema s-a rezolvat prin turnarea tronsoanelor cu deviatori în celule specializate, atunci când numărul acestora este

suficient de mare, sau, în celule standard, prevăzute cu cofraje suplimentare demontabile. Probleme mai deosebite au apărut la tablierele turnate la fața locului. O soluție constă în a executa chesonul sub forma unui tunel continuu, în care se toarnă ulterior antretoazele, prin spații de betonare lăsate în mod special în placa superioară. Rețeaua de armătură necesară se leagă de armăturile degajate din beton prin spargerea superficială a acestuia în secțiunile prestabilite.

Această modalitate de execuție a antretoazelor se adaptează foarte bine structurilor realizate pe cintre, în consolă, sau lansate prin împingere (foto 4.21).



Foto 4.21 – Execuția antretoazelor deviatoare în interiorul secțiunii

La structurile realizate pe mal și lansate prin împingere, este recomandabilă stabilirea lungimii tronsonului de betonare ca fiind egală cu distanța dintre două antretoaze, betonarea acestora făcându-se după retragerea cofrajului, ca primă etapă de betonare pentru un nou tronson. Se poate realiza și o betonare în două etape:

- la început se betonează placa inferioară, inimile și antretoazele deviatoare;
- în etapa a doua se realizează placa superioară, folosind un cofraj plan, ușor de transferat peste antretoazele deviatoare din câmp, sau pe sub acestea în secțiunile de pe pile.

Făcând apel la toate aceste idei, se poate atinge un înalt grad de industrializare a procesului de execuție a unui tablier de pod. Fiecare travee, construită pe aria de prefabricare, este împărțită în tronsoane de către antretoazele deviatoare.

Tronsoanele sunt turnate unul după altul cu un cofraj tunel, pornind de la tronsonul de pe pila anterioară. În prima fază, zona antretoazei deviatoare nu se betonează, pentru a face



posibilă introducerea prin părțile laterale a carcasi de armătură a antretoazei deviatoare.

În același timp se prefabrică lateral tronsonul de pe pila următoare, care se va ripa în axa structurii și se va lega de aceasta prin execuția ultimului tronson, fără placa superioară, pentru a fi posibilă extragerea în sus a cofrajului. Placa superioară se toarnă ulterior, cu un cofraj plan, demontabil, care se va extrage prin antretoaza de pe pilă.

Foto 4.22 – Spațiu între două tronsoane succesive, pentru realizarea antretoazei (armare, betonare)

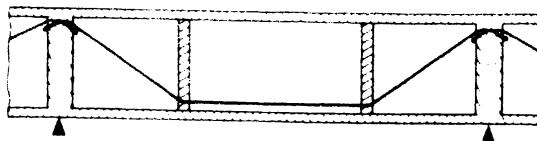
4.4.3. Forma cablajului

Numărul de forme sub care poate fi dispus cablajul exterior este relativ limitat, datorită numărului redus de parametrii funcție de care se face dispunerea sa: numărul de deviatori, poziția lor și nivelul la care se dispun cablurile exterioare în dreptul antretoazelor pe pile și al deviatorilor.

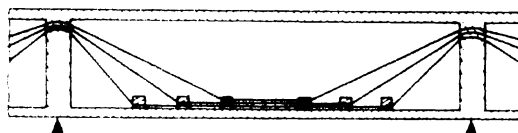
Criteriile pe care se bazează stabilirea traseului cablurilor exterioare sunt diferite, după cum înălțimea secțiunii transversale este constantă sau variabilă în lungul structurii.

Primele poduri moderne care au fost concepute cu cabluri de precomprimare exterioare betonului, au avut secțiunea transversală de înălțime constantă.

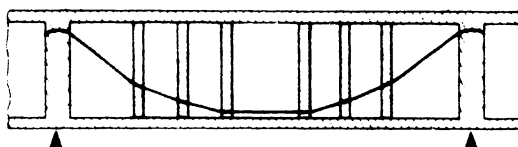
În vederea limitării forțelor tăietoare, se consideră că cea mai bună soluție este dispunerea cablurilor în evantai pornind de la antretoaza de pe pilă, devierea efectuându-se la nivelul plăcii inferioare la distanțe diferite față de pilă pentru fiecare cablu în parte (fig. 4.7b).



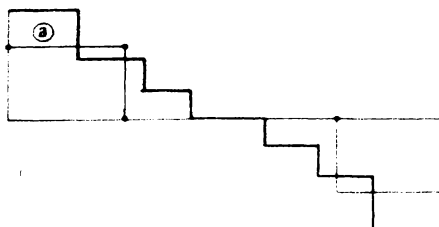
a) cablaj cu două anetretoaze deviatoare pe deschidere



b) devierea separată a fiecărui cablu exterior



c) traseu pseudo parabolic obținut cu un număr mare de anetretoaze deviatoare



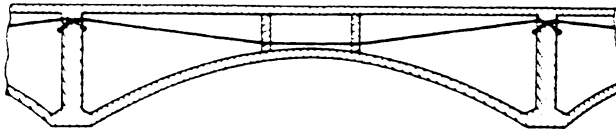
d) reducerea eforturilor din forțe tăietoare

Fig. 4.7 - Dispunerea cablajului la structuri cu înălțimea constantă a secțiunii

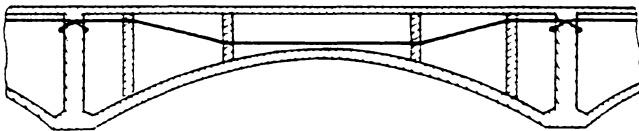
Este o soluție care permite utilizarea în condiții foarte bune a blocurilor de deviere de mici dimensiuni, amplasate la intersecția plăcii inferioare cu inimile. Se obține astfel o diagramă a forțelor tăietoare în trepte (fig. 4.7d), care se apropie de forma ideală triunghiulară, cu atât mai mult cu cât crește numărul de cabluri. Devine astfel posibilă realizarea de structuri cu inimi de grosime redusă în mod apreciabil.

În cazul în care se preferă utilizarea anretoazelor deviatoare, în mod logic se caută reducerea numărului acestora. Folosind numai două anretoaze deviatoare pe deschidere, optimizarea eforturilor de încovoiere conduce la a le plasa la o treime de reazeme (fig. 4.7a). această soluție este mai puțin favorabilă reducerii forțelor tăietoare, decât dispunerea în evantai prezentată anterior.

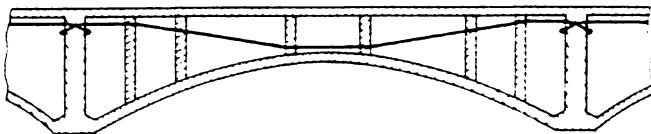
a) cablaj cu două anretoaze deviatoare amplasate lângă cheie



b) cablaj cu 4 anretoaze deviatoare, pentru reducerea mai puternică a efortului din forța tăietoare la sfert de deschidere



c) traseu pseudo sinusoidal obținut prin multiplicarea anretoazelor deviatoare



d) cheson de înălțime constantă în partea centrală a deschiderii

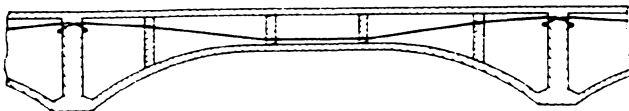


Fig. 4.8 - Dispunerea cablajului la structuri cu înălțime variabilă

Se poate opta, având în vedere cele afirmate mai sus, pentru un număr mai mare de anretoaze deviatoare, care să asigure tuturor cablurilor același traseu, apropiat de cel parabolic. Acest sistem este avantajos pentru că permite evitarea deviațiilor unghiulare importante pentru cablurile deviate în apropierea pilei, care conduc la dificultăți de înfilare și la pierderi importante de tensiune prin frecare. De asemenea, se evită erorile de

geometrie ce pot apare la intersecția unui cablu ce trebuie să evite un deviator, cu deviatorul respectiv, caz frecvent la utilizarea deviatorilor în forma de V.

Prin urmare, alegerea grosimii inimilor se face în funcție de numărul de antretoaze deviatoare ce se dispun în deschidere. Dacă se optează pentru două antretoaze deviatoare, atunci eficiența reducerii eforturilor din forțe tăietoare este relativ scăzută și se alege o grosime mai mare a inimilor. În cazul dispunerii unui număr mai mare de antretoaze deviatoare, se poate stabili o grosime redusă a inimilor prin amplasarea judicioasă a deviatorilor și stabilirea corectă a poziției cablurilor.

În cazul grinzilor cu înălțime variabilă, modul de amplasare a cablurilor exterioare este diferit față de cel utilizat la structurile cu înălțime constantă. Dacă se folosesc două antretoaze deviatoare pe deschidere, amplasarea lor optimă față de eforturile din încovoiere, se face aproape de cheie, pentru că zona de moment pozitiv este destul de scurtă. Deoarece înălțimea secțiunii la cheie este limitată prin variația înălțimii structurii, reducerea eforturilor din forța tăietoare obținută prin înclinarea cablurilor exterioare este destul de mică, fapt care i-a determinat pe unii specialiști să afirme că în asemenea cazuri precomprimarea exterioară nu prezintă un interes deosebit (fig. 4.8 a).

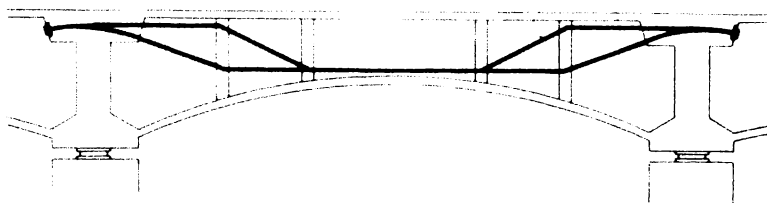
Ca primă soluție se poate releva sporirea înălțimii secțiunii transversale la cheie, fapt care face posibilă sporirea sarcinii utile ce poate fi preluată de către structură. Datorită creșterii înălțimii, cablurile se pot amplasa cu o excentricitate mai mare și deci se obține un efect sporit al precomprimării pentru aceeași alcătuire a cablajului și la aceeași tensiune.

Dacă înălțimea secțiunii la cheie este limitată, este absolut necesară ameliorarea rezistenței la efort din forța tăietoare prin sporirea numărului de antretoaze deviatoare, în același mod ca și pentru grinzile de înălțime constantă. Traseele însă nu sunt aceleași, pentru că adesea este necesară o reducere a efortului în apropierea sfertului de deschidere.

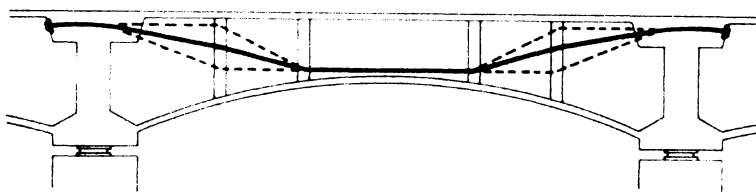
În ideea reducerii aproape constante a efortului din forța tăietoare pe o anumită distanță de la pilă, s-a imaginat despărțirea cablurilor în două familii și devierea lor în secțiuni diferite și anume (fig 4.9a):

- o jumătate din cabluri se deviază către fibra inferioară în prima antretoază deviatoare, în timp ce cealaltă jumătate rămâne la fibra superioară;
- a doua jumătate din cabluri se deviază la fibra inferioară prin a doua antretoază deviatoare.

Dar fiind dovedit faptul că acest principiu conduce la dublarea numărului de deviații unghiulare și deci la sporirea pierderilor de tensiune prin frecare, în practică s-a recurs la amplasarea tuturor cablurilor după un traseu mediu (fig. 4.9b) și prevederea de antretoaze deviatoare mai numeroase pentru o eficientă reducere a eforturilor din tăiere.



a) cabluri exterioare deviate în două familii



b) cablaj obținut prin dispunerea cablurilor după un traseu mediu

Fig. 4.9 - Compararea a două principii de cablaj

S-a constatat că o variație puternică a înălțimii secțiunii în zona reazemelor limitează posibilitățile de reducere a eforturilor din tăiere și că înclinarea cea mai accentuată a cablurilor trebuie dată în apropierea sfertului de deschidere. Este indicată o formă a cablajului mai apropiată de o sinusoidă completă, decât de o parabolă (fig. 4.8b).

Experiența a dovedit că forma de parabolă dată intradosului grinzii nu este cea mai indicată în cazul folosirii precomprimării exterioare, fiind preferabilă adoptarea unei înălțimi constante în zona centrală a traveei. Se obține astfel o ușurare a grinzii și diminuarea pantei de înclinare a cablurilor (fig. 4.8d).

Începând cu construcția viaductului pentru Pont à Mousson, s-a încercat ori de câte ori structura a permis, să se ancoreze cablurile exterioare din două în două travei (fig. 4.10), în antretoazele de pe pile, deoarece acest procedeu a relevat o serie de avantaje:

- la o pilă nu se ancorează decât jumătate din cablurile de precomprimare exterioară, fapt ce conduce la reducerea eforturilor de distribuit și deci a dimensiunilor și armăturii blocurilor de ancoraj;
- se reduce numărul de ancoraje în tronsonul de pe pilă, lucru important în special la chesoanele de dimensiuni mai mici;
- se înjumătățește numărul de ancoraje, ceea ce economic este important, având în vedere costul destul de ridicat al ancorajelor pentru cablurile exterioare, și în special când acestea se prevăd a fi demontabile.

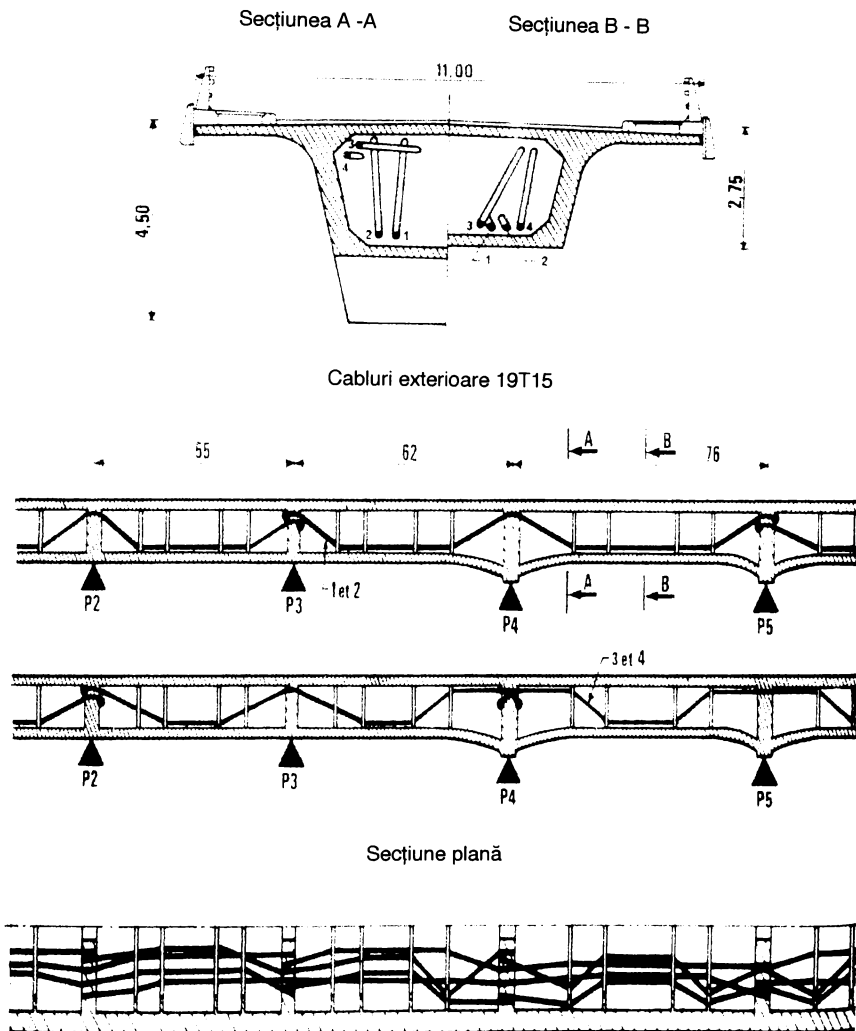


Fig. 4.10 - Cablare exterioră, parcurgând câte două travei

4.4.4. Elementele de ancorare deasupra pilei

În scopul asigurării unei bune ancorări a cablurilor de precomprimare exterioră în secțiunea de deasupra pilei, trebuie creată o grindă transversală de dimensiuni apreciabile, care să facă posibilă:

- o bună repartizare a eforturilor de precomprimare între cele două inimi;
- o rigidizare a plăcii superioare, pentru a favoriza difuzarea eforturilor;

- încrucișarea cablurilor care se ancorează de o parte și de alta a blocului de ancoraj;
- fixarea corectă a blocurilor de ancoraj, respectând cu strictețe limitările geometrice corespunzătoare.

Se impune dispunerea în planul inimilor a câte unui montant care poate să aibă o grosime ceva mai redusă decât traversa superioară, pentru a satisface următoarelor cerințe:

- să asigure transmiterea către aparatele de reazem a eforturilor de deviație concentrate în traversă;
- să rigidizeze inimile pentru a favoriza difuzarea eforturilor în ansamblul chesonului.

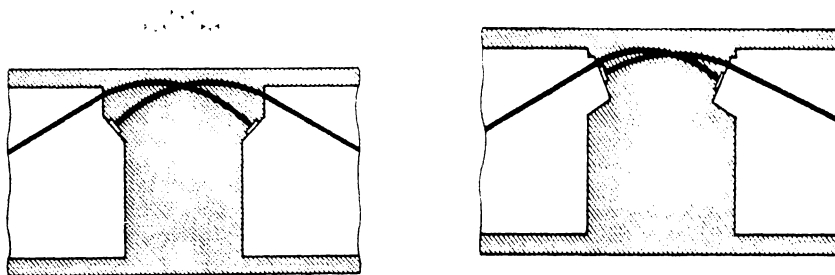


Fig. 4.11 – Modalități de ancorare a cablurilor exterioare în secțiunea de pe pilă

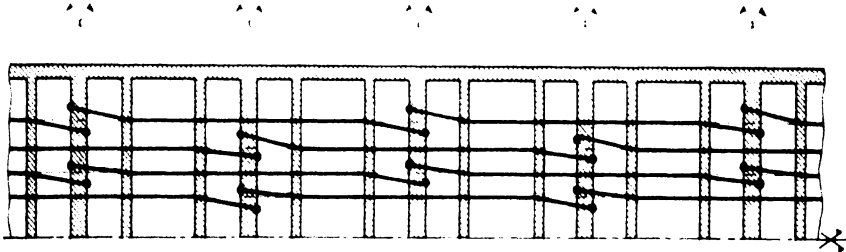
Antretoaza se completează cu o traversă inferioară, care are rolul:

- să rigidizeze placa inferioară pentru a favoriza difuzarea eforturilor;
- să preia eforturile ce se dezvoltă datorită difuziunii eforturilor din precomprimare dar și din cauza torsiunii sub sarcina utilă.

Trebuie avute în vedere dificultățile legate de manipularea preselor de pretensionare în interiorul chesonului, în special în cazul structurilor realizate în consolă și al celor executate pe mal și lansate prin împingere. În vederea eliminării acestor dificultăți, se caută dispunerea ancorajelor cablurilor exterioare la un nivel mai scăzut decât cablurile care trec prin antretoaza deviatoare. Concomitent, trebuie ținut cont de faptul că momentul maxim de precomprimare și reducerea cea mai însemnată a efortului tăietor se obțin prin plasarea cablurilor cât mai sus posibil. Față de aceste deziderate, soluția constă în a crea în antretoază, pentru fiecare cablu, un traseu circular cu centrul cercului deplasat către deschiderea supusă precomprimării (fig. 4.11-stânga). Astfel, cablurile sunt amplasate în secțiunea de pe reazem în punctul cel mai ridicat posibil, în timp ce ancorajul coboară suficient pentru a permite o facilă manipulare a preselor de pretensionare, fapt care nu s-a petrecut și în cazul arătat în figura 4.11-dreapta.

În cazul în care cablurile sunt deviate cu antretoaze, și se dorește dispunerea lor după un traseu identic, atunci se impune concentrarea lor cât mai aproape de inimi pentru reducerea mărimii antretoazelor.

Secțiune plană sub placa superioară



Dealul al antretoazei de ancorare pe pilă

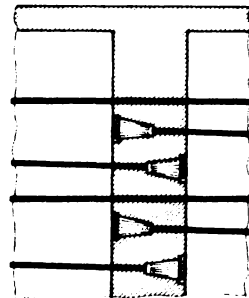


Fig. 4.12 - Principiul de cablaj exterior pentru un pod cu mai multe deschideri și cabluri trecând peste două travei

Cea mai bună metodă constă în a plasa fiecare cablu într-un plan vertical sau ușor înclinat (în funcție de forma chesonului), și să se constituie rețeaua de cabluri dispuse în aceste plane paralele. Pentru a permite traversarea cablurilor și ancorarea lor pe fețele opuse ale aceleiași antretoaze de ancorare, fiecare dintre cele două cabluri trebuie deviat de o parte și de alta a planului lor comun între ultima antretoază deviatoare și blocul de ancorare de pe pilă (fig. 4.12). În cazul respectării regulii de alcătuire a traseului prin antretoază, prezentată în fig. 4.11-stânga, distanța între planele verticale se poate reduce până la maximum dintre valoarea triplului diametrului tuburilor metalice de traversare și jumătatea distanței minime dintre ancoraje.

4.4.5. Influența soluției tehnologice

În mod normal, nu întotdeauna este posibilă amplasarea tuturor cablurilor în afara betonului și ancorarea lor în tronsonul de pe pilă, deoarece aceasta se poate face numai după ce greutatea proprie a structurii a fost prealabil echilibrată printr-un sistem oarecare, care să permită execuția în întregime a unei deschideri.

Prin urmare, tehnologia de construcție are o influență considerabilă asupra concepției cablajului.

Prima familie de metode de execuție reunește toate metodele în care lucrarea este construită deschidere cu deschidere prin avansare, sau pe grupe de deschideri, și în care greutatea proprie a noii deschideri în execuție (sau a grupului de deschideri) este susținută cu un eșafodaj, un cintru sau alte mijloace, înainte de-a fi aplicată precomprimarea.

La structurile realizate după tehnologii care conduc la stări de eforturi în execuție asemănătoare, cum ar fi execuția în consolă, execuția pe mal și lansarea în deschidere prin împingere sau, rotire de pe două maluri, situația este total diferită, pentru că se impune introducerea precomprimării în vederea echilibrării eforturilor de consolă pe măsura execuției acesteia, și deci nu se poate face legătura între tronsoanele de pe pilele învecinate.

Soluția adoptată în aceste cazuri constă în a prevedea cabluri interioare betonului pentru echilibrarea consolei în timpul execuției și apoi, după terminarea unei deschideri, amplasarea de cablaj exterior, ancorat la cele două pile adiacente. Cantitatea de armătură exterioară este redusă datorită existenței armăturii interioare, celei dintâi revenindu-i sarcina de a prelua numai eforturi din greutatea echipamentelor, variațiilor de temperatură, fluajului și sarcinilor de exploatare.

Precomprimarea exterioară nu a fost aplicată la execuția structurilor lansate prin împingere decât relativ recent, începând cu anii 1984,1985, fiind pusă la punct în mod progresiv, odată cu realizarea diferitelor structuri.

4.5. Reabilitarea prin precomprimare exterioară a podului peste râul Caraș la Grădinari

4.5.1. Descrierea funcțională

În etapa de modernizare a rețelei de drumuri naționale, în apropierea localității Grădinari din județul Caraș-Severin, s-a executat în anul 1965 un pod din beton armat capabil să preia traficul amplificat simțitor ca tonaj și intensitate. Până în acel moment circulația s-a desfășurat în condiții bune pe o structură executată cu circa două sute de ani înainte din trei bolți de zidarie din caramidă, având însă gabarit suficient numai pentru o singură bandă de circulație.

DN 57 reprezintă singura legătură viabilă între Oravița și Timișoara respectiv Reșița, fiind supus unui trafic de intensitate medie, cu încărcări ce se încadrează în limitele normalului. Structura din beton armat, pe două grinzi, este simplu rezemată cu două console, având deschiderile de 8,30 + 23,50 + 8,30 m, și traversează râul Caraș sub un unghi de 70°. Grinzile, amplasate la 5,25 m interax, au lățimea de 0,50 m și înălțimea variabilă parabolic, de la 1,30 m la capătul consolei, la 2,50 m pe reazem și 1,80 m în câmp.

Ele sunt legate la partea superioară cu antretoaze la 5,25 m interax, pe o înălțime de 1,30 m. Placa era realizată cu o grosime de 0,20 m, cu vute drepte înspre grinzi și antretoaze. Pe reazem, grinzile sunt legate cu distanțieri din beton armat amplasați la partea inferioară. Pentru realizarea gabaritului necesar traficului pe două benzi de circulație și două trotuare, s-au executat console de câte 2 m. După toate probabilitățile, (nu exista documentație tehnică arhivată) structura a fost dimensionată la clasa I de încărcare.

Urmare degradării puternice a suprastructurii, a devenit absolut necesară repararea și consolidarea ei în vederea asigurării unei capacități portante corespunzătoare clasei E de încărcare.

În toamna anului 1993 s-a constatat distrugerea pe o suprafață de aproximativ 4 m² a plăcii din panoul situat deasupra reazemului Grădinari. Betonul s-a sfărâmat în blocuri cu dimensiuni de 10...15 cm, fiind reținut numai datorită rețelei de armătură de la partea inferioară a plăcii. Prezența fisurilor și crăpăturilor s-a constatat și în celelalte câmpuri ale suprastructurii, astfel că placa, fiind practic total compromisă, a devenit incapabilă să mai conlucreze la preluarea în condiții normale a sarcinilor din exploatare.

Un fapt pozitiv îl reprezintă starea bună a grinzilor și antretoazelor, în ceea ce privește suprastructura și a elevațiilor pilelor, în privința infrastructurii.

Dacă la o analiză vizuală a suprastructurii, pentru unele elemente s-a putut acorda calificativul de satisfăcător sau bine, situația s-a modificat radical în urma investigării lor prin metode specifice în vederea stabilirii calității betonului.

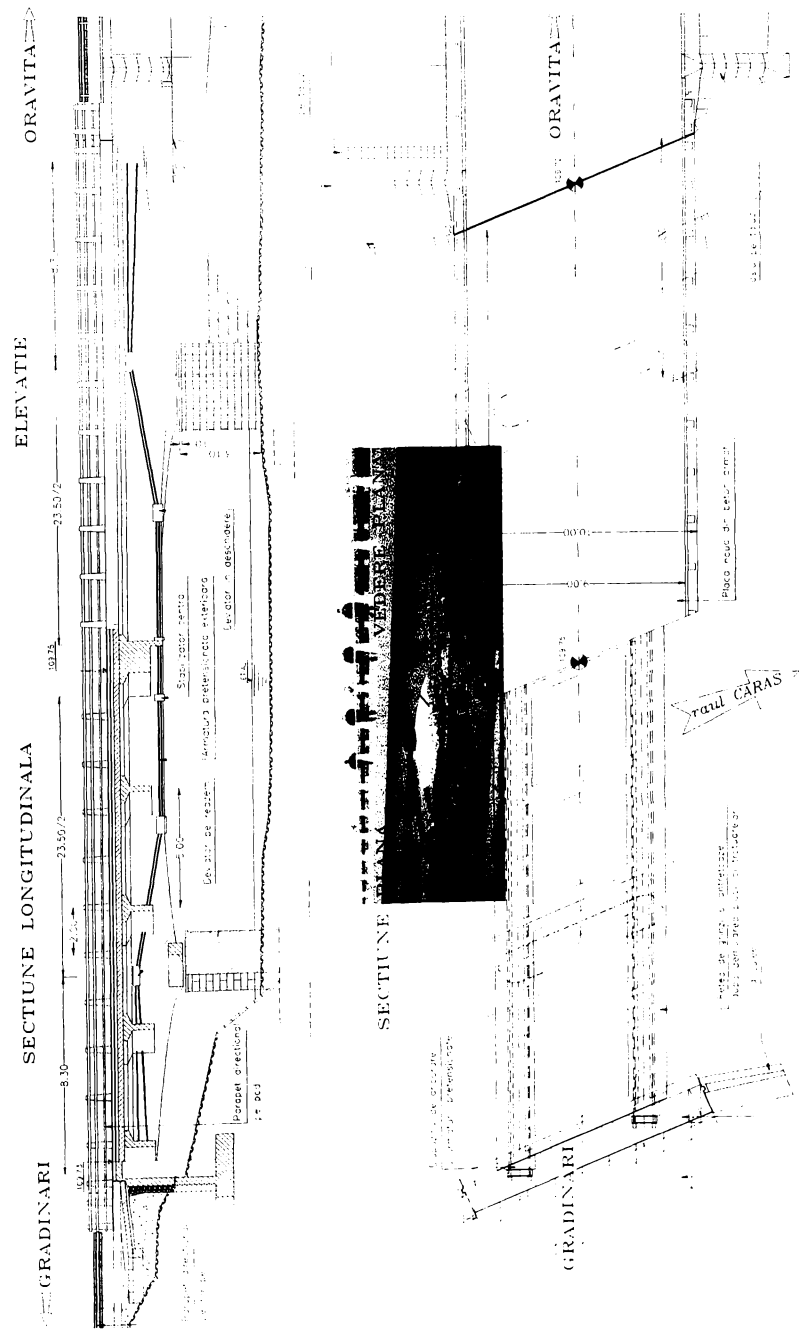


Fig. 4.13 – Vedere laterală și plană a podului peste râul Caraș la Grădinari

Investigarea efectuată de către un colectiv al disciplinei de Materiale de construcții (Facultatea de Construcții Timișoara), prin sclerometrie, ultrasonic și prin metoda combinată, a relevat valori total nesatisfăcătoare pentru clasa betonului și anume Bc10 la grinda aval, Bc15 la grinda amonte și Bc7,5 în placă.

4.5.2. Consolidarea structurii

Pentru readucerea structurii de traversare la parametri normali de exploatare s-a procedat la consolidarea ei prin executarea unei dale din beton armat Bc30 peste suprastructura existentă, care în prealabil s-a demolat parțial, îndepărtându-se elementele inutile (placa puternic degradată, parapetul din beton armat și consolele trotuarelor). Pentru sporirea capacității portante a structurii, ansamblul placă nouă-rețea de grinzi și antretoaze vechi, s-a precomprimat cu armătură pretensionată amplasată pe fețele exterioare ale grinzilor (câte două fascicole SBPI 24 Φ 7 pe fiecare parte a grinzii).

Traseul armăturii pretensionate este definit cu ajutorul deviatorilor de reazem și de deschidere. La mijlocul deschiderii, s-a prevăzut un stabilizator care are rolul de a împiedica producerea vibrațiilor cablurilor și a le susține la montaj (fig. 4.13).

Având în vedere că structura de traversare este amplasată în afara localității, în conformitate cu prevederile normativelor actuale s-a renunțat la trotuare, obținându-se în schimb avantaje însemnate în cea ce privește efectul optic care se manifestă la traversarea unui pod, și sub aspect tehnologic și de fiabilitate la execuția căii și a hidroizolației.

Eliminarea trotuarelor a impus găsirea unei soluții complementare care să suplinească lipsa canalului tehnic și aceasta a constat în pozarea la intradosul uneia dintre consolele plăcii, a unei conducte metalice ϕ 200 fixată prin dispozitive reglabile.

Apele meteorice sunt eliminate de pe partea carosabilă, în sens transversal (panta 2 %) prin cele 4 guri de scurgere amplasate lângă bordura-parapet și în sens longitudinal, simetric, prin casiurile de la capetele podului (fig. 4.13).

Secțiunea transversală a structurii consolidate are o lățime totală de 10,00 m din care 9,00 m reprezintă partea carosabilă, fiind conformă cu prevederile standardului în vigoare, referitor la gabarite. Grinda parapet are o lățime de 50 cm, pe ea fiind fixat parapetul direcțional de concepție proprie a doctorandului. Prin renunțarea la trotuare s-a obținut îmbunătățirea confortului optic, o lățime utilă sporită pentru partea carosabilă, astfel că trecerea de la profilul transversal "drum" la profilul transversal "pod" devine aproape insesizabilă pentru participanții la trafic. Prin demolarea îngrijită a consolei trotuarului și a plăcii în zonele delimitate de grinzi și antretoaze se reușește păstrarea integră a rețelei

structurii de rezistență. La partea superioară a grinzilor și antretoazelor se îndepărtează betonul de acoperire a armăturilor.

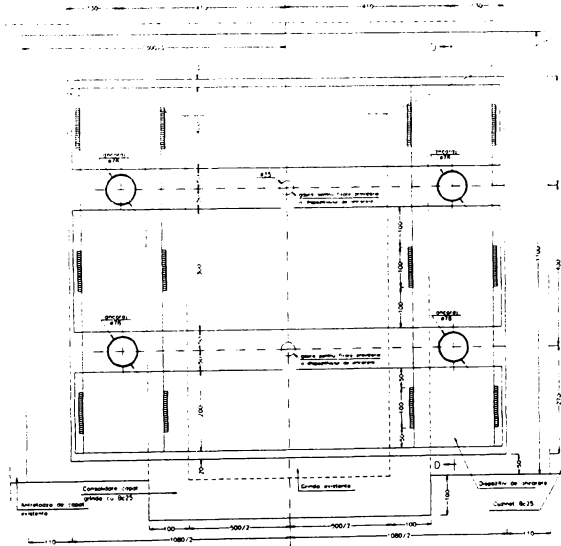


Fig. 4.14 – Ancoraj la capetele consolelor

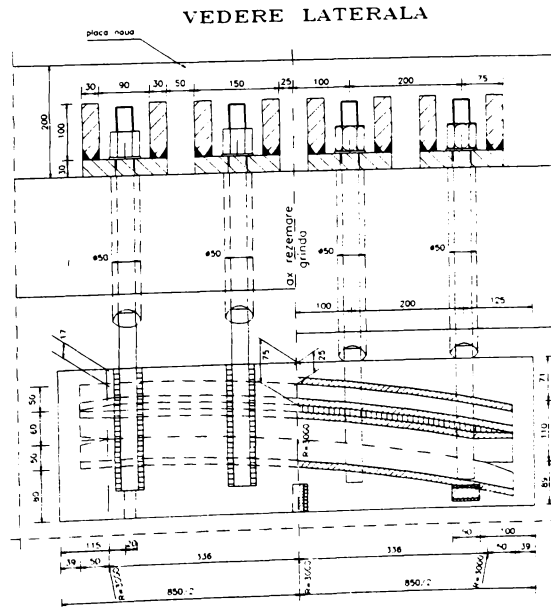
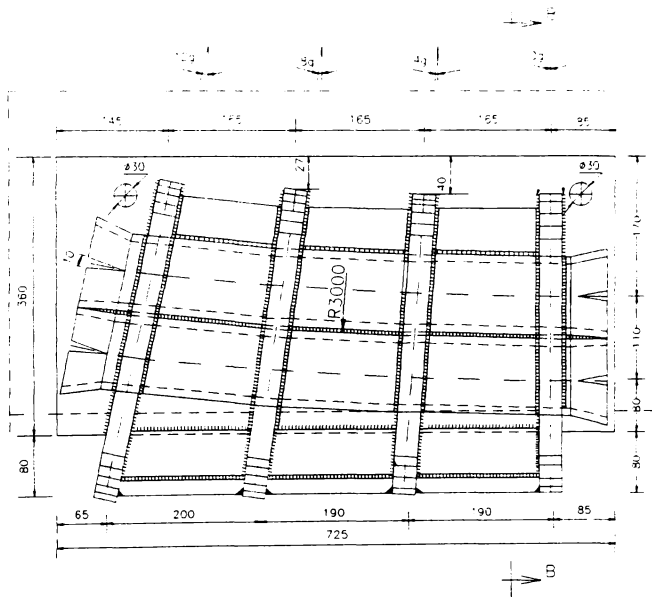


Fig. 4.15 – Deviator la pilă

Conectorii necesari pentru a realiza o bună conlucrare între placa nouă de beton și rețeaua de grinzi a structurii de rezistență, se fixează prin sudură pe armăturile existente în structura veche.

VEDERE A-A



SECȚIUNE B-B

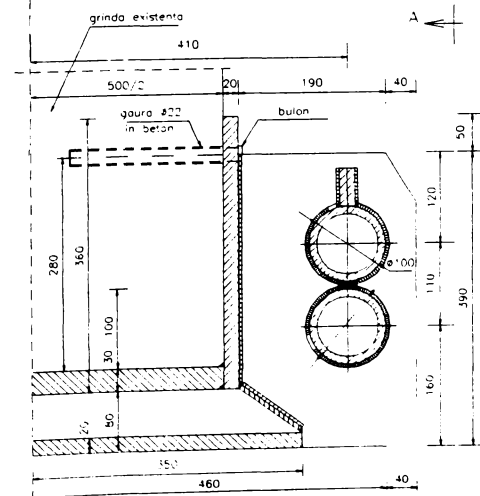


Fig. 4.16 – Deviator în câmp

După demolare, structura s-a rezemat suplimentar pe reazeme provizorii prevăzute la mijlocul deschiderii și la console sub fiecare grindă. Cu ajutorul preselor hidraulice montate pe aceste reazeme suplimentare, s-au introdus eforturi în rețeaua de grinzi și antretoaze pentru anularea eforturilor produse de greutatea proprie: câte 27 tf/grindă la fiecare consolă și 4 tf/grindă la mijlocul deschiderii. Această rezemare provizorie s-a păstrat până la efectuarea precomprimării structurii.

Placa din beton armat s-a executat în două etape. În prima etapă s-a executat placa propriu-zisă cu o lățime de 9,84 m, iar în etapa a doua s-a executat grinda parapet la care s-a acordat o atenție deosebită, reușindu-se realizarea unei suprafețe de foarte bună calitate la fața exterioră a acesteia și a unui profil longitudinal continuu, care a permis pozarea parapetului metalic cu o aliniere foarte bună.

Ancorarea armăturii pretensionate se realizează la capetele grinzilor în blocuri de ancorare metalice (fig. 4.14) ce reazemă pe cuzineți din beton armat care îmbracă și consolidează capetele grinzilor, având rolul de a dispersa în masa grinzilor forța concentrată care se manifestă în aceste zone. Măsura de consolidare a capetelor grinzilor a fost necesară datorită calității slabe a betonului din care a fost executată structura existentă.

Pe reazeme, armătura pretensionată a fost pozată la intradosul tălpii superioare a grinzilor, folosindu-se dispozitive metalice pentru deviere (fig. 4.15).

Aceste dispozitive s-au înglobat parțial în placa nou executată, fiind ancorate de talpa superioară a grinzilor.

Pentru menținerea cablurilor pretensionate la partea inferioară a grinzilor, la terminarea vutelor din deschiderea centrală s-au pozat deviatoare metalice (fig. 4.16) care îmbracă grinda la intrados și asigură transmiterea componentelor verticale ale forței de precomprimare, de la armătura pretensionată la suprastructură.

Operațiunea de tensionare a armăturii pretensionate s-a efectuat după realizarea plăcii, a betonului de pantă, a hidroizolației și a protecției acesteia.

Legătura cu rampele de acces s-a realizat prin intermediul a două culei din beton armat, care au și rolul de a proteja ancorajele de la capetele grinzilor.

4.5.3. Elemente de calcul

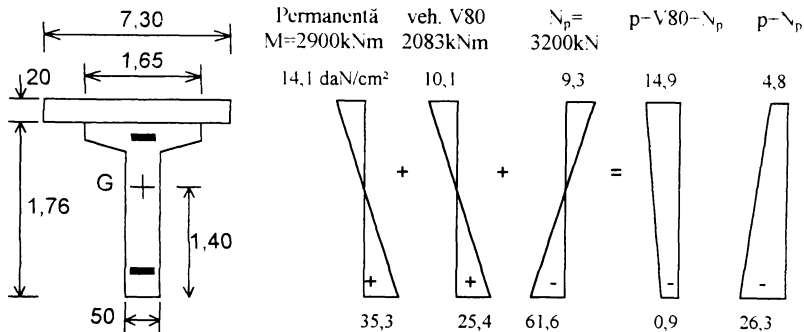
Calculul a fost condus în spiritul STAS 10111/2-87 și au fost avute în vedere convoaie de autocamioane A30 și vehicule speciale V80, corespunzătoare clasei E de încărcare.

În urma determinărilor de laborator efectuate de către Catedra de Construcții Civile Industriale și Agricole a Facultății de Construcții Timișoara, pentru betonul din care s-a executat elementele structurii de rezistență a rezultat o rezistență de calcul $R_c = 77$

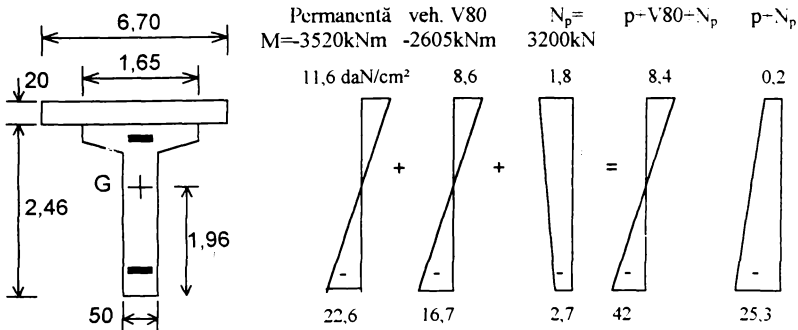
daN/cm², cu puțin mai mare decât cea corespunzătoare unui beton Bc 10. Pentru placa nouă, ce se va executa din beton Bc 30, valorile acceptate în calcule au fost $R_c' = 180$ daN/cm², respectiv $R_t' = 12,5$ daN/cm².

4.5.3.1 Eforturi unitare în secțiunile caracteristice

a. Secțiunea din câmp (mijlocul deschiderii)



b. Secțiunea de pe reazem



Comportarea grinzilor existente la forța tăietoare a fost foarte bună în timp (absența fisurilor), cu toate că structura a fost solicitată la sarcini mai mari decât cele corespunzătoare clasei I de încărcare pentru care a fost dimensionată inițial. Prin execuția plăcii noi crește încărcarea permanentă și prin urmare forța tăietoare, dar precomprimarea exterioră aplicată structurii produce o forță tăietoare de sens contrar cu efecte pozitive asupra stării de eforturi din grinzi. În consecință, forța tăietoare rezultantă va fi mai redusă decât cea determinată la structura veche.

Cap. 5. Programe de calcul pentru structuri de traversare

5.1. Informatizarea în proiectare- cercetare, o necesitate !

În ultimele decenii, progresele înregistrate în domeniul concepției structurilor de traversare și nu mai puțin în domeniul execuției acestora, se datorează în mare măsură apariției și perfecționării rapide a tehnicii de calcul electronic [3].

La ora actuală partea de soft ține pasul din ce în ce mai greu cu rapida evoluție din domeniul hardului. Practic, nici nu apucă să se finiseze suficient aplicațiile concepute pentru un anumit tip de configurație hard, când deja proiectanții soft sunt obligați să facă față asaltului unor noi tipuri de componente electronice de putere și randament sensibil mai mari decât generațiile de "ieri".

Cercetarea și proiectarea au posibilitatea de-a modela cât mai fidel fenomene încă necunoscute suficient, de-a experimenta prin simulare comportarea unor structuri de tip nou, mai eficiente, mai durabile și mai elegante, cu un impact cât mai inofensiv asupra mediului ambiant [30].

Calculatorul este utilizabil atât la birou, cât și pe "teren", el fiind portabil, dar cu caracteristici funcționale deosebite.

Se pot supraveghea prin calcul automat, încercări in situ efectuate asupra podurilor aflate în exploatare și care prezintă defecțiuni sau sunt susceptibile de a fi consolidate.

Pasiunea față de calculul automat m-a determinat încă din studenție să caut soluții de rezolvare a unor probleme care la acea vreme erau abordabile numai cu "tabele" sau prin calcul manual deosebit de laborios.

În acest sens doctorandul a elaborat o serie de programe de calcul în limbaje FORTRAN sau BASIC (în diferite variante, funcție de calculatorul avut la dispoziție: FELIX, CORAL, aMIC, COMMODORE, PC compatibil IBM) [30].

Acestea au abordat domenii diverse din largul spectru al construcțiilor:

- statică și rezistență;
- drumuri – calculul racordărilor de diferite tipuri între aliniamente;
- căi ferate – calculul traseelor, amenajarea acestora în plan și spațiu;
- prelucrări de înaltă precizie a măsurătorilor topografice realizate cu aparatură optică;
- structuri de traversare.

Programele elaborate de către doctorand, sau la a căror elaborare a participat în colectiv, în acest ultim domeniu nominalizat, se referă la:

- dimensionarea suprastructurilor:

- ce au moment de inerție variabil și schemă statică oarecare;
- utilizând liniile de influență pentru determinarea eforturilor și deformațiilor la suprastructuri simplu rezemate și continue;
- ca elemente precomprimate;
- dimensionarea infrastructurilor:
 - dimensionarea pilorilor din beton armat cu armare simetrică, pentru poduri, pasaje sau viaducte;
 - calculul fundațiilor pe piloți forțați de diametru mare;
 - calculul, dimensionarea și verificarea chesoanelor deschise pentru fundații.

Programele de calcul la care doctorandul va face referire detaliată în continuare, sunt destinate a rezolva dimensionarea suprastructurilor de poduri, pasaje, viaducte pentru faza de exploatare sau de execuție.

Suprastructurile ce pot fi analizate cu ajutorul programelor de calcul concepute și elaborate efectiv de către doctorand, sunt gândite a fi realizate prin diferite tehnologii moderne frecvent folosite la ora actuală pe plan mondial (împingere, rotire, execuție în consolă etc).

5.2. Eforturi și deformații la grinzi cu moment de inerție variabil

Programul de calcul conceput și elaborat de către doctorand, abordează calculul static al barelor drepte cu moment de inerție variabil, aproximabil printr-o variație în trepte [66].

Pentru aceste tipuri de bare se acceptă o rezemare punctuală rigidă sau elastică și încărcare cu sarcini concentrate sau longitudinale distribuite uniform, respectiv cu momente încovoietoare concentrate.

Algoritmul propus pentru determinarea eforturilor și deformațiilor se bazează pe rezolvarea simultană a ecuațiilor de echilibru și deformații, fiind posibilă abordarea atât a barelor static determinate cât și a celor static nedeterminate [4].

5.2.1. Mărimi geometrice, sarcini, rezemari

În vederea abordării informatizate a rezolvării unei suprastructuri de traversare de acest tip, se impune precizarea caracteristicilor geometrice și de solicitare, care sunt specifice metodei de lucru:

- a) mărimi punctuale - cele legate de un singur punct; pentru identificarea acestora se va folosi indicele i al punctului la care se referă:
 - P_i – forță concentrată;

- C_i - cuplu concentrat;
- K_i - constanta elastică a reazemului.

b) mărimi pe intervale - sunt cele ce caracterizează elementul la care se referă, pe intervalul $[i, (i+1)]$ dintre două puncte consecutive; ca identificator se folosește indicele extremității din dreapta intervalului:

- l_{i+1} - lungimea intervalului;
- p_{i+1} - sarcina uniform distribuită pe interval;
- IN_{i+1} - momentul de inerție, considerat constant pe interval.

Rezemarea barei - se realizează pe reazeme punctuale rigide sau elastice; punctele de rezemare se numerează ca și puncte în care se scriu condițiile impuse de metoda de rezolvare.

În cazul general, pe bară se acceptă existența următoarelor categorii de puncte:

- punct curent - care nu se află la capătul barei;
- punct în dreptul unui reazem simplu - caracterizat prin faptul că săgeata în acest punct este nulă;
- punct în dreptul unei articulații intermediare - care poate apare oriunde în lungul barei;
- punct în dreptul unei încastrări - care poate să apară numai la capătul barei;
- punct de capăt - cu condiții de limită impuse;
- punct în dreptul unui reazem elastic - care este caracterizat de rigiditatea reazemului.

5.2.2. Sisteme de axe

O caracteristică a metodei de soluționare o constituie utilizarea unui sistem de axe dublu pentru fiecare punct i al barei (fig. 5.1), fapt care atrage o anumite convenție de semne pentru momente încovoietoare și forțe tăietoare (fig. 5.2).

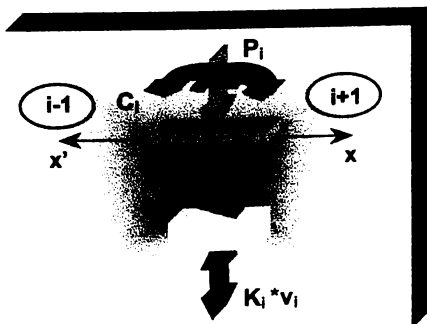


Fig. 5.1 – Sistemul de axe

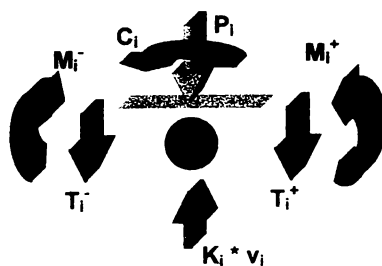


Fig. 5.2 – Convenția de semne

Identificatorii "+" respectiv "-" semnifică faptul că se face referire la vecinătatea din dreapta, respectiv stânga punctului.

5.2.3. Stabilirea ecuației de echilibru

Se consideră cazul general al unui punct curent pe o bară a cărei moment de inerție este variabil în trepte și care este încărcată cu întreaga gamă de solicitări acceptată de algoritmul propus de către doctorand (fig. 5.3).

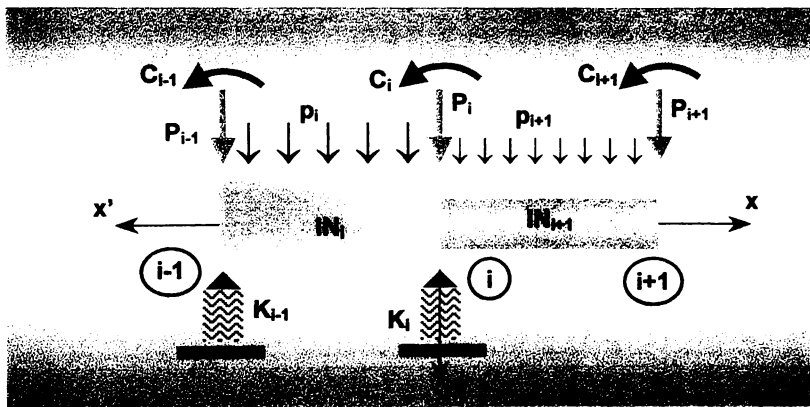


Fig. 5.3 – Caz general de încărcare

Pentru porțiunea $[i, (i+1)]$ se pornește de la ecuația diferențială:

$$\frac{d^2 M(x)}{d x^2} = - p_{i+1} \quad (1)$$

Prin integrare se obțin eforturile:

- Forța tăietoare

$$T(x) \equiv \frac{d M(x)}{d x} \equiv K_1 - p_{i+1} * x \quad (2)$$

- momentul încovoietor

$$M(x) = K_2 + K_1 * x - p_{i+1} * \frac{x^2}{2} \quad (3)$$

unde:

K_1 și K_2 sunt constante de integrare, ce se determină cu ajutorul condițiilor de limită:

$$\text{pentru } x = 0 \quad M(0) = M_i' \quad (4)$$

$$\text{pentru } x = l_{i-1} \quad M(l_{i-1}) = M_{i+1} \quad (5)$$

Din relația (2), pentru $x = 0$, se obține forța tăietoare în dreapta punctului i .

Pentru porțiunea $(i, i-1)$, se procedează analog, integrând ecuația diferențială:

$$\frac{d^2 M(x)}{dx^2} = -p_i \quad (6)$$

În ecuația de echilibru a punctului i ,

$$T_i + T_i' = -p_i + k_i * v_i \quad (7)$$

se înlocuiesc valorile determinate pentru forțele tăietoare și se obține ecuația de echilibru a punctului i sub forma:

$$\begin{aligned} \frac{1}{l_i} * M_{i-1} - \left(\frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}} \right) * M_i - k_i * v_i + \frac{1}{l_{i+1}} * M_{i+1} = \\ = - \left(\frac{p_i * l_i}{2} + \frac{p_{i+1} * l_{i+1}}{2} + P_i - \frac{C_i}{l_i} + \frac{C_{-i}}{l_{i+1}} \right) \end{aligned} \quad (8)$$

Pentru capătul din stânga barei ($i = 1$), expresia forței tăietoare T_1' se obține dacă se înlocuiește:

$$T_1 = 0 \quad (9)$$

Pentru capătul din dreapta barei ($i = N_p$), expresia forței tăietoare T_{N_p}' se obține dacă se înlocuiește:

$$T_{N_p}' = 0 \quad (10)$$

Ecuațiile de echilibru sunt de forma:

- pentru primul punct pe bară

$$-\frac{1}{l_2} * M_1 - k_1 * v_1 + \frac{1}{l_2} * M_2 = - \left(\frac{p_2 * l_2}{2} + P_1 + \frac{C_2}{l_2} \right) \quad (11)$$

- pentru ultimul punct pe bară

$$\frac{1}{I_{NP}} * M_{NP-1} - \frac{1}{I_{NP}} * M_{NP} - K_{NP} * v_{NP} = - \left(\frac{P_{NP} * l_{NP}}{2} + P_{NP} - \frac{C_{NP}}{I_{NP}} \right) \quad (12)$$

5.2.4. Stabilirea ecuației de continuitate a deformației

Pentru determinarea ecuației de continuitate a deformației, se pornește de la ecuația diferențială a fibrei medii deformată:

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = - \frac{M(x)}{E * IN} \quad (13)$$

Prin integrare se obține unghiul de rotație φ , respectiv săgeata v în punctul i .

Se procedează analog ca la §5.2.3., ținând cont de condițiile de limită pe intervalul $[i, (i + 1)]$:

$$\text{pentru } x = 0 \quad v = v_i \quad (14)$$

$$\text{pentru } x = l_{i+1} \quad v = v_{i+1} \quad (15)$$

Se obține apoi expresia unghiului de rotație pentru secțiunea din dreapta punctului i :

$$\varphi_i^+ = \frac{v_{i+1} - v_i}{l_{i+1}} + \frac{l_{i+1} * M_{i+1}}{3 * E * IN_{i+1}} + \frac{l_{i+1} * M_{i+1}}{6 * E * IN_{i+1}} + \frac{p_{i+1} * l_{i+1}^3}{24 * E * IN_{i+1}} + \frac{C_{i+1} * l_{i+1}}{6 * E * IN_{i+1}} \quad (16)$$

Se procedează analog pentru intervalul $[i, (i - 1)]$.

Datorită orientării diferite a celor două sisteme de axe, ecuația de continuitate a unghiului de deformație se scrie sub forma:

$$\varphi_i = -\varphi_i^+ \quad (17)$$

Dacă punctul $i=1$ este încăstrare, atunci

$$\varphi_1^+ = 0 \quad (18)$$

ceea ce implică

$$\frac{l_2}{3 * IN_2} * M_1 - \frac{E}{l_2} * v_1 + \frac{l_2}{6 * IN_2} * M_2 + \frac{E}{l_2} * v_2 = \frac{l_2}{6 * IN_2} * \left(\frac{p_2 * l_2^2}{4} + C_2 \right) \quad (19)$$

Dacă punctul $i = N_p$ este încadrare, atunci

$$\varphi_{N_p} = 0 \quad (20)$$

ceea ce implică

$$\begin{aligned} \frac{I_{N_p}}{6 * I_{N_p}} * M_{N_p-1} - \frac{E}{I_{N_p}} * v_{N_p-1} + \frac{I_{N_p}}{3 * I_{N_p}} * M_{N_p} - \frac{E}{I_{N_p}} * v_{N_p} = \\ = - \frac{I_{N_p}}{6 * I_{N_p}} * \left(\frac{P_{N_p} * I_{N_p}^2}{4} + 2 * C_{N_p} \right) \end{aligned} \quad (21)$$

Expresiile (19) și (21) sunt forme particulare ale expresiei (17), generate de condițiile specifice extremităților structurii.

5.2.5. Sistemul de ecuații

Dacă se consideră pe bară N_p puncte, atunci, scriindu-se cele două ecuații. de deformare respectiv echilibru, pentru fiecare punct, se obțin $2 * N_p$ ecuații cu $2 * N_p$ necunoscute (moment și săgeată în stânga punctului, în punct și în dreapta punctului). Pentru punctele $i = 1$ și $i = N_p$ apar ca necunoscute momentul și săgeata în punctul respectiv și în dreapta, respectiv stânga lui.

Înainte de rezolvare, am prevăzut adaptarea sistemului de ecuații la modul de rezemare, deoarece nu în toate cazurile se pot folosi ecuațiile de deformații (13) și echilibru (7).

Astfel, pentru anumite situații, se folosesc anumite ecuații:

- punct curent pe bară - ecuațiile (8) și (17);
- punct în dreptul unui reazem simplu (care nu este la capăt) - ecuația (8) se înlocuiește cu:

$$v_i = 0 \quad (22)$$

ecuația (17) rămânând valabilă;

- punct în dreptul unei articulații intermediare - ecuația (8) se înlocuiește cu condiția

$$M_i = 0 \quad (23)$$

presupunând că nu există cuplu concentrat în punctul i ;

- punct de capăt stânga ($i=1$):

- punct în dreptul unei încastrări - se folosește (19), iar (11) se înlocuiește cu (22);
- punct în dreptul capătului liber sau rezemat elastic - se folosește (11), iar (19) se înlocuiește cu

$$M_1 = - C_1 \quad (24)$$

- punct în dreptul unui reazem simplu - ecuația (19) se înlocuiește cu condiția (24), iar ecuația (11), cu condiția (22);
- e) punct de capăt dreapta ($i = N_p$):

- punct în dreptul unei încastrări - se folosește (21), iar (12) se înlocuiește cu (22);
- punct în dreptul capătului liber sau rezemat elastic - se folosește (12), iar (21) se înlocuiește cu condiția (23);
- punct în dreptul unui reazem simplu - ecuația (21) se înlocuiește cu ecuația (23), iar ecuația (12) cu condiția (22).

Pentru calculul forței tăietoare la stânga punctului i , ($i = 2 \dots N_p$), se folosește relația care dă constanta K_1 la § 5.2.3., în stânga punctului i .

Se procedează în mod analog pentru calculul forței tăietoare la dreapta punctului i , oricare ar fi acesta, mai puțin ultimul punct, N_p .

Pentru calculul rotației se folosesc relațiile de tip (16).

5.2.6. Programul de calcul automat

În baza algoritmului prezentat anterior, doctorandul a realizat un program de calcul în limbaj FORTRAN (versiunea Borland Turbo), denumit generic INVAR (Inerție **VAR**riabilă) [30].

Programul de calcul, în variantă executabilă, este utilizabil sub sistemul de operare DOS pe orice tip de calculator PC de generație minim 386, fără a pune condiții speciale în privința memoriei RAM, ori a harddiscului. Prin urmare este necesară o configurație minimă.

Pentru ca programul de calcul să furnizeze "date de ieșire", îi sunt necesare următoarele date de intrare:

- numărul total de puncte considerate pe bară - N_p ;
- modulul de elasticitate - E ;
- indicatorul fiecărui punct "i" - $IND(i)$ - care are valori diferite funcție de tipul punctului (rezemare, articulație etc); funcție de acest indicator se face alegerea ecuațiilor adecvate;
- lungimea intervalelor dintre puncte - $VL(i)$;
- constantele elastice - $VK(i)$;

- momentele de inerție pe porțiuni - $VI(i)$;
- forțe concentrate - $P(i)$;
- încărcări uniforme distribuite - $PD(i)$;
- momente concentrate - $C(i)$.

Se face apoi anularea tuturor coeficienților ecuațiilor sistemului, pentru ca în cele ce urmează, funcție de $IND(i)$, să se dea valori adecvate numai coeficienților ecuațiilor corespunzătoare tipului punctului respectiv. Sistemul de ecuații astfel generat se rezolvă cu subprogramul de bibliotecă, DREBAN. Folosind soluțiile sistemului, adică valorile momentelor de încovoiere și ale săgeților, se calculează forța tăietoare la dreapta, la stânga punctului și unghiul de rotație la dreapta lui.

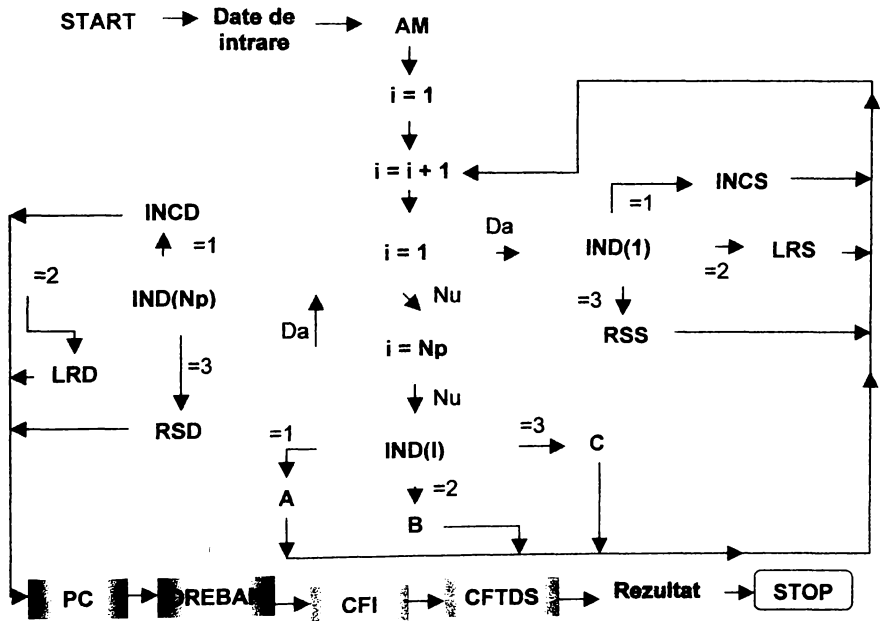


Fig. 5.4 – Schema logică de principiu a programului INVAR

Notațiile prescurtate din blocurile schemei logice, au următoarea semnificație:

- AM - anularea matricelor coeficienților și termenilor liberi;
- Generarea ecuațiilor corespunzătoare fiecărui punct, ținând cont de caracteristicile acestuia:
- INCS - încastrare stânga;
 - LRS - capăt stânga liber sau rezemat elastic;

- RSS - capăt stânga rezemat simplu;
- A - punct curent sau reazem elastic;
- B - reazem simplu intermediar;
- C – articulație intermediară;
- INCD - încastrare dreapta;
- LRD - capăt dreapta liber sau rezemat elastic;
- RSD - capăt dreapta rezemat simplu;
- PC - pregătirea coeficienților pentru DREBAN;
- CFI - calculul unghiului de rotație;
- CFTDS - calculul forței tăietoare în stânga și dreapta punctului.

Doctorandul remarcă faptul că această metodă de calcul se caracterizează printr-o precizie mare și prin faptul că luând în considerare simultan, atât ecuația de echilibru cât și cea de deformații, între o bară static determinată și una static nedeterminată, nu există nici o diferență din punct de vedere al algoritmului și implicit al programului de calcul.

5.2.7. Precizări pentru utilizare

5.2.7.1. Domeniul de utilizare

Programul de calcul astfel conceput de către doctorand este capabil să soluționeze structuri de tip bară cu moment de inerție variabil după o lege oarecare, dar a cărei variație se poate modela printr-o variație în trepte. Momentul de inerție constant reprezintă o simplă particularizare.

Barele pot face parte din categoria celor drepte rezemate simplu, rezemate punctual elastic, încastrate, atât static determinate cât și static nedeterminate, cu sau fără console, cu sau fără articulații în câmp.

Dependența rezultatelor de modulul de elasticitate, permite abordarea unor elemente realizate din materiale diferite, utilizate ca și elemente structurale în orice domeniu al construcțiilor, dar și în cel al mecanicii, spre exemplu la calculul unor axe cu secțiune variabilă și supuse la sarcini felurite.

5.2.7.2. Încărcări

O bară asupra căreia se extinde analiza, poate să fie supusă unor încărcări de tipul:

- forțe concentrate, normale la axa barei – P [kN];
- momente concentrate – C [kNm];
- încărcări uniforme distribuite normale la axa barei – PD [kN/m].

Se pornește de la premiza că toate încărcările acționează în axa barei.

5.2.7.3. Convenția de semne

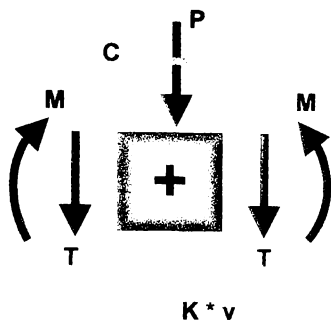


Fig. 5.5 – Convenția de semne specifică programului INVAR

Având în vedere micile diferențe care există între convenția clasică de semne și cea propusă de către doctorand în abordarea soluționării acelor tipuri de structuri, va trebui să se acorde atenția cuvenită modalității de întocmire a datelor de intrare, cât și corectei interpretări a rezultatelor.

Valorile pentru datele de intrare se dau cu semn plus sau minus, în funcție de sensul pe care îl are încărcarea respectivă.

Forța tăietoare în stânga punctului, va avea semn schimbat față de convenția obișnuită, deci pentru o reprezentare în convenția clasică, i se schimbă obligatoriu semnul.

Momentele încovoietoare respectă convenția clasică din statica construcțiilor.

5.2.7.4. Pregătirea datelor necesare

Pentru o corectă utilizare a programului de calcul, se vor alege ca puncte pe bară în mod obligatoriu:

- extremitățile barei;
- punctele de rezemare;
- articulațiile din câmp;
- punctele de modificare a momentului de inerție;
- punctele unde acționează forțe concentrate sau momente;
- extremitățile intervalului pe care acționează încărcarea uniform distribuită.

Mai pot fi alese opțional și alte puncte, cu condiția ca numărul total de puncte pe bară să fie $N_p < 80$. În funcție de varianta pusă la dispoziția utilizatorului, numărul de puncte pe bară poate să fie și mai mare decât 80.

Se numerotează punctele în ordine, de la 1 la N_p .

Fiecare interval va purta indicele extremității din dreapta sa. Prin urmare, primul interval va avea identificatorul 1, iar ultimul interval, va fi numerotat cu N_p , care este în același timp și identificatorul ultimului punct de pe bară.

Toate mărimile se exprimă în unități de măsură kN și m.

5.2.7.5. Structura datelor de intrare

Pentru început utilizatorul va deschide un fișier text, în care va edita următoarele linii:

- a) NUME - text oarecare, la alegerea utilizatorului, pe maxim 80 de caractere;
- b) NP, IC, IK, IP, IPD, E - format (5I3/ F10.0):
 - NP – numărul total de puncte considerate pe bară;
 - IC = 0 - pe bară nu acționează momente concentrate;
 - IC = 1 - pe bară acționează momente concentrate;
 - se respectă aceeași convenție în acordarea valorilor 0 sau 1 și pentru IK (rezemare elastică), IP (forțe concentrate), IPD (încărcare uniform distribuită);
 - E - modulul de elasticitate al barei (N/mm^2),
- c) IND - indicativ caracteristic fiecărui tip de punct de pe bară – format (80I1):
 - IND(1), IND(NP) = 1 – încastrare;
 - = 2 - punct liber sau rezemat elastic;
 - = 3 - punct de simplă rezemare;
 - IND(i) $1 < i < NP$ = 1 - punct curent sau rezemat elastic;
 - = 2 - punct de simplă rezemare;
 - = 3 – articulație intermediară;
- d) LEX, VI, N – format (I5 / 6(F10.0,F4.0):
 - LEX = dublul numărului de grupuri (F10.0,F4.0);
 - VI = momentul de inerție (m^4) pe intervalele dintre puncte;
 - N = numărul de intervale consecutive pe care VI are aceeași valoare parcurgând bara de la 1 la NP;
 - pentru un singur interval, $N=1$;
 - ca verificare, $N = Np - 1$.
- e) LEX, VL, N – tratarea este identică punctului d), cu precizările:
 - VL = lungimea intervalelor dintre puncte (m);
 - N = numărul de intervale consecutive pe care VL are aceeași valoare, parcurgând bara de la 1 la NP.
- f) LEX, C, N - tratarea este identică punctului d), cu precizările:
 - C = moment concentrat (kNm);
 - N = numărul punctului unde acționează;
- g) LEX, VK, N - tratarea este identică punctului f), cu precizarea:
 - VK - constanta elastică a reazemului elastic (kNm);
- h) LEX, P, N - tratarea este identică punctului f), cu precizarea:

P - forță concentrată (kN);

i) LEX, PD, N - tratarea este identică punctului f), cu precizarea:

PD – încărcare uniform distribuită (kN/m);

N – numărul extremității din dreapta intervalului pe care acționează PD.

Dacă IC, IK, IP, și/sau IPD sunt egali cu 0, linia (liniile) din grupul f), g), h), i) nu există.

5.2.7.6. Interpretarea rezultatelor

În urma rulării programului de calcul INVAR, sunt livrate datele de intrare într-o prezentare tabelară care le face facil de urmărit și corelat cu datele de intrare care au stat în atenția utilizatorului.

În partea a doua, sunt furnizate rezultatele calculului, de asemenea sub formă tabelară, cuprinzând următoarele date:

- *Pct* – numărul punctului pe bară;
- *Mom încov* - moment de încovoiere - pentru punctele 1 la (NP-1), este determinat în dreapta punctului;
pentru punctul NP, în dreapta lui, este nul, exceptând cazul încastrării;
- *Forta tai s* - forța tăietoare - în stânga punctului, cu convenția precizată;
- *Forta tai d* - forța tăietoare - în dreapta punctului, în convenția obișnuită;
- *Sageata* - sensul pozitiv în sus;
- *Unghi* - unghiul de rotație al secțiunii (axei barei), determinat pentru punctele 1...(NP-1) în dreapta, iar pentru punctul NP, în stânga.

5.2.7.7. Lista programului sursă INVAR

```

c      mom inert var în trepte
      double precision a,b,e,vi
      dimension
a(1120),b(160),c(80),ind(80),p(80),pd(80)
dimension vi(80),vl(80),vk(80)
character*1 opt
100   call lirec(c,e,ind,np,p,pd,vi,vl,vk)
      call genesis(a,b,c,e,ind,np,nj,p,pd,vi,vl,vk)
      write(*,400)
      write(2,400)
400   format(//20x,'R E Z U L T A T E'/20x,'-----
-----'/)
      call dreban(a,b,.1d-25,kod,nj,7)
      if(kod.eq.0)write(*,200)
      if(kod.eq.1)write(*,210)
      if(kod.eq.2)write(*,220)
      if(kod.eq.0)write(2,200)
      if(kod.eq.1)write(2,210)
      if(kod.eq.2)write(2,220)
200   format(10x,'sistem cu solutie normala')
210   format(10x,'pivotal este nul')
```

```
220  format(10x,'eroare la argumente')
      call tipar(b,c,e,ind,nj,np,pd,vi,vl)
      close(unit=2)
      write(*,300)
300  format(15x,'DORITI s@ MAI RULATI (D/N) ?')
      read(*,310)opt
310  format(15x,a1)
      if(opt.eq.'d') goto 100
      write(*,320)
320  format(20x,'STOP  execuție !')
      stop
      end
      subroutine lirec(c,e,ind,np,p,pd,vi,vl,vk)
      double precision e,vi
      dimension c(80),ind(80),p(80),pd(80)
      dimension vi(80),vl(80),vk(80)
      dimension fict(160)
      character*4 nfin,nfex
      character*40 nume
      do 1000 i=1,24
1000  write(*,*)
      write(*,200)
200  format(//t10,'DATI numele fisierului de date
intrare  ')
      read(*,210)nfin
210  format(a4)
      open(unit=1,file=nfin)
      write(*,300)
300  format(/////t10,'DATI numele fisierului de date
iesire  ')
      read(*,210)nfex
      open(unit=2,file=nfex)
      do 26 i=1,80
      c(i)=0.
      vk(i)=0.
      p(i)=0.
26  pd(i)=0.
      read(1,1)nume
      format(a40)
1  read(1,220)np,ic,ik,ip,ipd,e
220  format(5i3/f10.0)
      e=e*1000.
      read(1,230)ind
230  format(80i1)
      nii=0
11  nii=nii+1
      do 2 k=1,160
2  fict(k)=0.
      read(1,10)lex,(fict(i),i=1,12)
10  format(i5/6(f10.0,f4.0))
      if(lex.le.12) goto 50
      read(1,51)(fict(i),i=13,lex)
51  format(6(f10.0,f4.0))
50  goto (3,4,13,13,13,13),nii
3  vi(1)=0.
4  vl(1)=0.
      nfict=0
      ini=1
      lin=1
8  lin=lin+nfict
      nfict=ifix(fict(ini+1))
      do 5 ia=1,nfict
```

```

        goto (6,7),nii
6      vi(lin+ia)=fict(ini)
        goto 5
7      vl(lin+ia)=fict(ini)
5      continue
        ini=ini+2
        if(ini.le.(lex-1))goto 8
        goto (11,12),nii
12     if(ic.eq.1) goto 11
        nii=nii+1
18     if(ik.eq.1) goto 11
        nii=nii+1
20     if(ip.eq.1) goto 11
        nii=nii+1
22     if(ipd.eq.1) goto 11
        goto 25
13     lex2=lex/2
        do 14 k=1,lex2
        nfict=ifix(fict(2*k))
        nu=nii-2
        goto (17,19,21,23),nu
17     c(nfict)=fict(2*k-1)
        nuu=1
        goto 14
19     vk(nfict)=fict(2*k-1)
        nuu=2
        goto 14
21     p(nfict)=fict(2*k-1)
        nuu=3
        goto 14
23     pd(nfict)=fict(2*k-1)
        nuu=4
14     continue
        goto (18,20,22,25),nuu
25     write(*,27)nume
        write(2,27)nume
27     format(10x,'Bara cu moment de inerție variabil în
trepte'
        */12x,'se calculeaza: momente de incovoiere'
        */29x,'forte t@ietoare'/29x,'unghiuri de
rotatie'/29x,'sageti'/
        + /30x,'Adaptare PC 1993'/30x,'autor: ing. Adrian
Bota'
        */10x,'LUCRAREA: ',a40)
        write(*,28)np,ic,ik,ip,ipd,e/1000.
        write(2,28)np,ic,ik,ip,ipd,e/1000.
28     format(10x,'Date de intrare:'//
        *10x,'np      ic      ik      ip      ipd
e'/
        *10x,'
        *10x,4(i2,7x),i2,3x,f7.0)
        pause 1
        write(*,40)
        write(2,40)
40     format(/10x,'np      ind      vi      vl      vk
pd      p      c'/
        *10x,'      m4      m      kNm      kN/m
kN      kNm'/
        *10x,'
_____')
_____')

```



```

do 29 i=1,np

write(*,30) i, ind(i), vi(i), vl(i), vk(i), pd(i), p(i), c(i)
29
write(2,30) i, ind(i), vi(i), vl(i), vk(i), pd(i), p(i), c(i)
30 format(10x, i2, 2x, i2, 6f8.3)
close(unit=1)
pause 2
return
end

SUBROUTINE
GENESIS(a,b,c,e, ind,np,nj,p,pd,vi,vl,vk)
double precision a,b,e,vi
dimension
a(1120),b(160),c(80),ind(80),p(80),pd(80)
dimension vi(80),vl(80),vk(80)
nj=2*np
ni=7*nj
do 155 i=1,ni
155 a(i)=0.
do 100 i=1,nj
100 b(i)=0.
in=0
9 in=in+1
indi=ind(in)
if(in.eq.1) goto 3
if(in.eq.np) goto 4
goto (5,6,7),indi
c punct curent sau reazem elastic
5 i=2*in-1
j=2
a(i+nj*(j-1))=vl(in)/6./vi(in)
a(i+nj*j)=e/vl(in)

a(i+nj*(j+1))=vl(in)/3./vi(in)+vl(in+1)/3./vi(in+1)
a(i+nj*(j+2))=- (1./vl(in)+1./vl(in+1))*e
a(i+nj*(j+3))=vl(in+1)/6./vi(in+1)
a(i+nj*(j+4))=e/vl(in+1)
b(i)=-
vl(in)/6./vi(in)*(pd(in)*vl(in)**2/4.+2*c(in))
*-
vl(in+1)/6./vi(in+1)*(pd(in+1)*vl(in+1)**2/4.+c(in+1))
if(indi.eq.2) goto 8
10 i=2*in
j=1
a(i+nj*(j-1))=1./vl(in)
a(i+nj*(j+1))=- (1./vl(in)+1./vl(in+1))
a(i+nj*(j+2))=-vk(in)
a(i+nj*(j+3))=1./vl(in+1)
b(i)--
(pd(in)*vl(in)/2.+pd(in+1)*vl(in+1)/2.+p(in)-c(in)/
*v1(in)+c(in+1)/vl(in+1))
goto 9
c reazem simplu intermediar
6 goto 5
8 a(i+1+3*nj)=1.
goto 9
c articulatie intermediara
7 a(2*i-1+3*nj)=1.
goto 10
3 goto (11,12,13),indi

```

```

c      cap@t stinga incastrat
11    a(3*nj+1)=vl(2)/3./vi(2)
      a(4*nj+1)=-e/vl(2)
      a(5*nj+1)=vl(2)/6./vi(2)
      a(6*nj+1)=e/vl(2)
      b(1)=-vl(2)/6./vi(2)*(pd(2)*vl(2)**2/4.+c(2))
      a(3*nj+2)=1.
      goto 9
c      cap@t stinga liber sau rezemat elastic
12    a(3*nj+1)=1.
      b(1)=-c(1)
      a(2*nj+2)=-1/vl(2)
      a(3*nj+2)=-vk(1)
      a(4*nj+2)=1./vl(2)
      b(2)=- (pd(2)*vl(2)/2.+p(1)+c(2)/vl(2))
      goto9
c      cap@t stinga simplu rezemat
13    a(3*nj+1)=1.
      b(1)=-c(1)
      a(3*nj+2)=1.
      goto 9
4      goto (14,15,16),indi
c      cap@t dreapta incastrat
14    a(2*nj-1)=vl(np)/6./vi(np)
      a(3*nj-1)=e/vl(np)
      a(4*nj-1)=vl(np)/3./vi(np)
      a(5*nj-1)=-e/vl(np)
      b(2*np-1)=-
vl(np)/6./vi(np)*(pd(np)*vl(np)**2/4.+2*c(np))
      a(4*nj)=1.
      goto 17
c      cap@t dreapta liber sau rezemat elastic
15    a(4*nj-1)=1.
      a(nj)=1/vl(np)
      a(3*nj)=-1/vl(np)
      a(4*nj)=-vk(np)
      b(2*np)=- (pd(np)*vl(np)/2.+p(np)-c(np)/vl(np))
      goto 17
c      cap@t dreapta simplu rezemat
16    a(4*nj-1)=1.
      a(4*nj)=1.
17    return
      end

SUBROUTINE TIPAR(b,c,e,ind,nj,np,pd,vi,vl)
double precision b,e,vi,fi
dimension b(160),c(80),ind(80),pd(80)
dimension vi(80),vl(80),fi(99),vts(99),vtd(99)
if(ind(1).ne.1) goto 19
fi(1)=0.
in=2
goto 20
19    in=1
20    fi(in)=(b(2*in+2)-
b(2*in))/vl(in+1)+vl(in+1)*b(2*in-1)/
*3+vl(in+1)*b(2*in+1)/6+pd(in+1)*vl(in+1)**3/24+vl(in+1)
*)*
*c(in+1)/6)/e/vi(in+1)
if((in-np+1).eq.0) goto 21
in=in+1
goto 20

```

```

21   if(ind(np).eq.1) goto 22
      fi(np)=(b(2*np-2)-b(2*np))/vl(np)+(vl(np)*b(2*np-
1)/
      *3+vl(np)*b(2*np-3)/6+pd(np)*vl(np)**3/24+vl(np)*
      *c(np)/3)/e/vi(np)
      goto 23
22   fi(np)=0.
23   vts(i)=0.
      vtd(np)=0.
      vtd(1)=(b(3)+c(2)-b(1))/vl(2)+pd(2)*vl(2)/2.
      vts(np)=(b(2*np-3)-c(np)-b(2*np-
1))/vl(np)+pd(np)*vl(np)/2.
      in=2
24   vts(in)=(b(2*in-3)-c(in)-b(2*in-
1))/vl(in)+pd(in)*vl(in)/2.
      vtd(in)=(b(2*in+1)+c(in+1)-b(2*in-
1))/vl(in+1)+pd(in+1)*vl(in+1)/2.
      if(in.eq.(np-1)) goto 225
      in=in+1
      goto 24
225  write(*,28)
      write(2,28)
28   format(10x,'pct mom incov forla tai s forla
tai d s@geata ',
      *' unghi'/
      *10x,'          kNm          kN          kN
m          gra'/
*10x,'
      ')
      in=0
      i=1
27   in=in+1

write(*,26) in,b(i),vts(in),vtd(in),b(i+1),fi(in)*63.661
97

write(2,26) in,b(i),vts(in),vtd(in),b(i+1),fi(in)*63.661
97
26   format(10x,i2,3f12.3,2f10.4)
      if(in.eq.np) return
      i=i+2
      goto 27
      end

SUBROUTINE DREBAN(a,b,eps,kod,n,m)
double precision a(1120),b(160),eps
kod=0
lr=(m+1)/2
if(mod(m,2).ne.0) goto 112
kod=2
goto 113
112  lr1=lr-1
      do 1 ir=1,lr1
          lrr=lr-ir
          do 1 i=1,lrr
              do 111 j=2,m
                  j1=ir+n*(j-2)
                  j2=ir+n*(j-1)
                  a(j1)=a(j2)
111  continue
          j1=ir+n*(m-1)

```

```

        j2=n+1-ir+n*(m-i)
        a(j1)=0.
        a(j2)=0.
1      continue
        n1=n-1
        do 2 i=1,n1
            il=i+1
            do 30 ir=il,ir
                iv=i
                j1=ir
                j2=iv
                if(abs(a(j1)).gt.abs(a(j2))) iv=ir
                if(iv.ne.i) goto 4
                goto 30
4          t=b(i)
            b(i)=b(iv)
            b(iv)=t
            do 6 j=1,m
                j1=i+n*(j-1)
                j2=iv+n*(j-1)
                t=a(j1)
                a(j1)=a(j2)
                a(j2)=t
6          continue
30         continue
            j1=i
            if(abs(a(j1)).gt.eps) goto 5
            kod=1
            goto 113
5          b(i)=b(i)/a(j1)
            do 7 j=2,m
                j2=i+n*(j-1)
7          a(j2)=a(j2)/a(j1)
            do 8 ir=il,lr
                j1=ir
                t=a(j1)
                b(ir)=b(ir)-t*b(i)
                do 9 j=2,m
                    j1=ir+n*(j-1)
                    j2=ir+n*(j-2)
                    j3=i+n*(j-1)
9          a(j2)=a(j1)-t*a(j3)
                    j4=ir+n*(m-1)
                    a(j4)=0.
8          continue
                if(lr.ne.n) lr=lr+1
2          continue
            j1=n
            if(abs(a(j1)).gt.eps) goto 110
            kod=1
            goto 113
110         b(n)=b(n)/a(j1)
            jm=2
            ir=n-1
11         do 10 j=2,jm
                j1=ir+n*(j-1)
                b(ir)=b(ir)-a(j1)*b(ir-1+j)
10        continue
            if(jm.ne.m) jm=jm+1
            ir=ir-1
            if(ir.ge.1) goto 11
c 113    write(*,1000)(b(i),i=1,38)

```

```

c      pause 'b1'
c      write(*,1000) (a(i),i=1,14*19)
c      pause 'b2'
c1000 format(5e12.5)
113    return
      end

```

5.2.7.8. Exemplu de utilizare a programului INVAR

Se propune spre exemplificare soluționarea unei structuri tip grindă continuă cu deschideri oarecare și consolă, încărcată cu forțe concentrate, sarcini uniforme distribuite și momente concentrate, după modul prezentat în figura 5.6. Caracteristicile geometrice și de încărcare sunt nominalizate în figura indicată.

▪ Fisier date de intrare

```

ex. rulare INVAR, gr. met. 6 des+consola
13,1,0,1,1,
210000,
3121232212122
2,
.084,12,
16,
7.,1,5.5,1,6.,2,4.,2,15.,1,10.,2,
8.,1,4.,2,
2,
10.,4,
8,
10.,2,80.,10,60.,11,2.,13,
2,
5.,8,

```

▪ Fisier date de iesire

```

Bara cu moment de inerție variabil în trepte
se calculeaza:   momente de incovoiere
                 forțe t@ietoare
                 unghiuri de rotație
                 s@eti

```

Adaptare PC 1993
autor: ing. Adrian Bota

LUCRAREA: ex. rulare INVAR, gr. met. 6 des+consola

Date de intrare:

np	ic	ik	ip	ipd	e		
np	ind	vi m4	vl m	vk kNm	pd kN/m	p kN	c kNm
13	1	0	1	1	210000.		
1	3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1	0.084	7.000	0.000	0.000	10.000	0.000
3	2	0.084	5.500	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1	0.084	6.000	0.000	0.000	0.000	10.000
5	2	0.084	6.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	3	0.084	4.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	2	0.084	4.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	2	0.084	15.000	0.000	5.000	0.000	0.000
9	1	0.084	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000

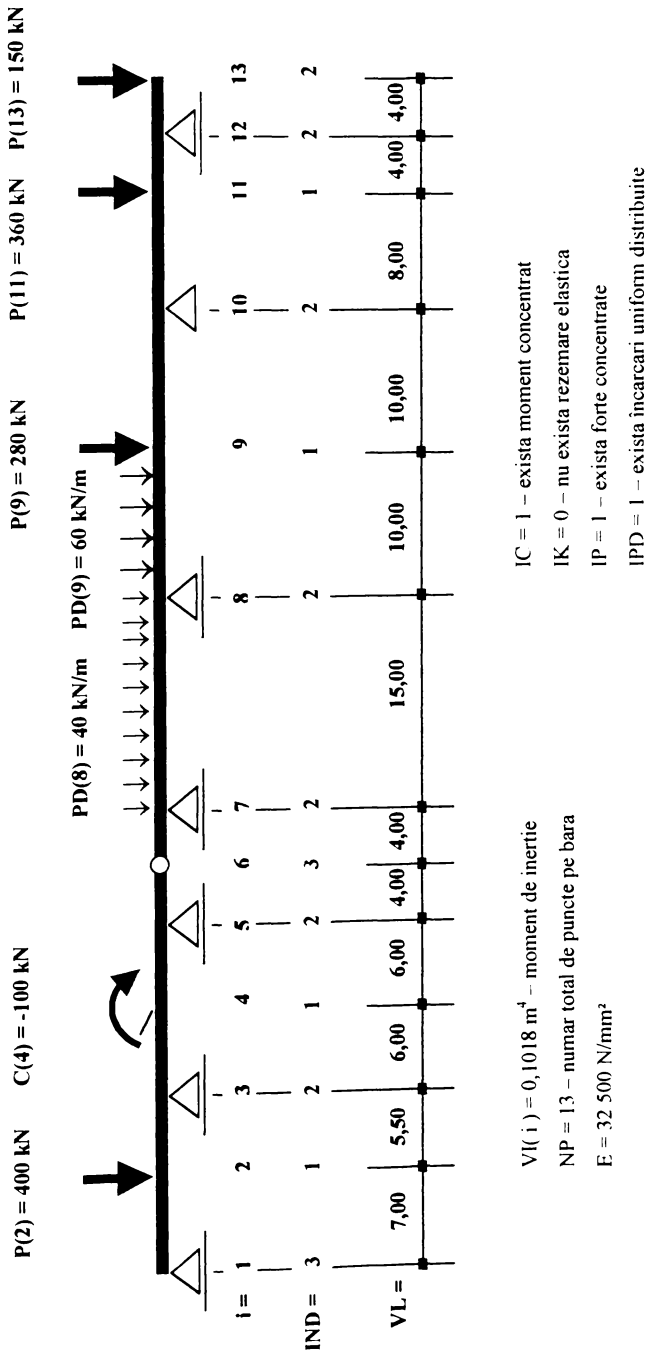


Fig. 5.6 – Caracteristici geometrice și de încărcare

10	2	0.084	10.000	0.000	0.000	60.000	0.000
11	1	0.084	8.000	0.000	0.000	60.000	0.000
12	2	0.084	4.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	2	0.084	4.000	0.000	0.000	0.000	0.000

R E Z U L T A T E

Sistem cu soluție normală

Pod	mom încov	forța tăiet	forța tăiet	săgeata	unghi
	kNm	kN	kN	m	gra
1	0.000	0.000	2.263	0.0000	0.0001
2	15.840	-2.263	-7.737	0.0000	-0.0001
3	-26.714	7.737	7.771	0.0000	0.0000
4	0.910	-7.771	7.771	0.0000	0.0001
5	56.534	-7.771	-14.134	0.0000	-0.0006
6	0.000	14.134	-14.134	-0.0001	0.0007
7	-56.534	14.134	38.549	0.0000	0.0011
8	-40.796	36.451	0.752	0.0000	-0.0013
9	-33.274	-0.752	0.752	-0.0001	0.0000
10	-25.751	-0.752	21.479	0.0000	0.0011
11	146.083	-21.479	-38.521	0.0001	-0.0006
12	-8.000	38.521	2.000	0.0000	-0.0016
13	0.000	-2.000	0.000	-0.0001	0.0016

5.3. Linii de influență pentru grinzi continue cu moment de inerție și secțiune transversală oarecare

5.3.1. Aspecte generale

Podurile pe grinzi continue au fost readuse în actualitate prin dezvoltarea tehnologiilor de execuție în consolă, respectiv de lansare în deschidere prin împingere și prin perfecționarea metodelor de calcul a suprastructurilor continue din beton precomprimat.

Pe lângă alți factori, tehnologia de execuție în consolă a condus la dezvoltarea concepției de alcătuire a structurii, privind atât secțiunea transversală cât și raportul dintre deschideri. Execuția în consolă necesită secțiuni casetate, cu una sau mai multe celule. Numărul și mărimea deschiderilor se stabilesc din considerente tehnico-economice sau de amplasare a infrastructurilor (pile și culei), fără a se impune o simetrie longitudinală.

Un rol important în creșterea frecvenței folosirii acestor tipuri de structuri de poduri l-a avut și dezvoltarea tehnicii calculului automat, care reduce foarte mult timpul de proiectare și permite, totodată, cuprinderea comportării reale a structurii în modelul matematic de calcul [81].

În acest scop, doctorandul a realizat programul de calcul automat LINFA (Linii de INFluență), scris în limbaj fortRAN (versiunea Borland Turbo) [1], [30].

Devine astfel posibilă determinarea liniilor de influență ale momentului încovoiator (M), ale forței tăietoare (T) și ale reacțiunii (V), la grinzi continue acționate de forța concentrată mobilă $P=1$. Odată aceste linii de influență cunoscute, se pot determina cu ușurință

eforturile M , T , V produse de încărcări fixe sau mobile, concentrate sau distribuite; de asemenea se pot determina cu ușurință liniile de influență M , T , V pentru cuplul concentrat mobil $M=1$.

Programul de calcul realizat de către doctorand permite de asemenea determinarea liniilor de influență ale deformației verticale și în plus, eforturile și săgețile din greutatea proprie a structurii.

5.3.2. Caracteristicile grinzii continue

Programul de calcul electronic LINFA este conceput de către doctorand pentru grinzi

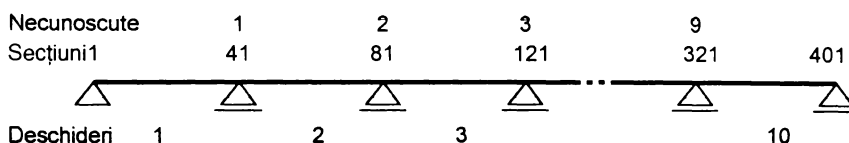


Fig. 5.7 – Schematizarea structurii continue

continue cu maximum 10 deschideri (fig.5.7); prin particularizare, el poate fi folosit și pentru un număr mai mic de deschideri, cum și pentru grinda simplu rezemată.

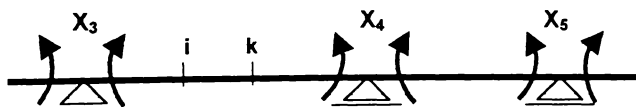


Fig. 5.8 – Necunoscutele moment încovoietor pe reazeme

Ordonatele liniilor de influență sunt livrate pentru secțiuni aflate la intervale $1/40$ din deschidere.

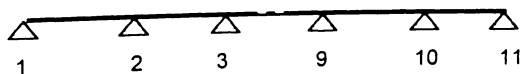


Fig. 5.9 – Numerotarea reazemelor

În lungul deschiderilor, grinziile continue pot avea înălțimea secțiunii constantă (fig. 5.10) sau variabilă; înălțimea variabilă se poate realiza, într-o deschidere, prin două vute (spre ambele reazeme ale deschiderii), sau printr-o singură vută (numai spre unul din

reazemele deschiderii, spre reazemul interior, de exemplu, la deschiderile marginale). Înălțimea vutei poate varia liniar în lungul ei (fig. 5.10b), sau parabolic (parabolă de gradul doi, fig. 5.10c). Lungimea unei vute, care se alege totdeauna multiplu de $0,1l_j$ (deschiderea j), poate ajunge până la $0,4l_j$ în cazul vutelor drepte (din considerente estetice), respectiv până la $0,5l_j$ în cazul vutelor parabolice, pentru deschideri cu două vute; pentru deschideri cu o singură vută, (cazul deschiderilor marginale spre exemplu), lungimea vutei poate ajunge până la $1,0l_j$.

Secțiunea transversală a grinzii continue poate fi de formă dreptunghiulară (neluând în considerare placa tablierului, fig. 5.12) sau de formă casetată (chesonată) cu una sau mai multe celule (fig. 5.13).

Placa superioară a secțiunii casetate se consideră întotdeauna de lățime și grosime constante pe întreaga lungime a grinzii.

Dacă în secțiune transversală grosimea plăcii este variabilă, prezentând vute pe reazeme, (pereții casetei), atunci, în calcule placa reală se înlocuiește cu o placă de grosime constantă a cărei arie a secțiunii transversale este egală cu aria plăcii reale.

Secțiunea casetată poate avea una sau mai multe celule, separate prin pereți verticali; cei doi pereți laterali pot fi și înclinați cu unghiul φ față de verticală (fig. 5.13); unghiul $\varphi \geq 0$ se păstrează constant pe întreaga lungime a grinzii.

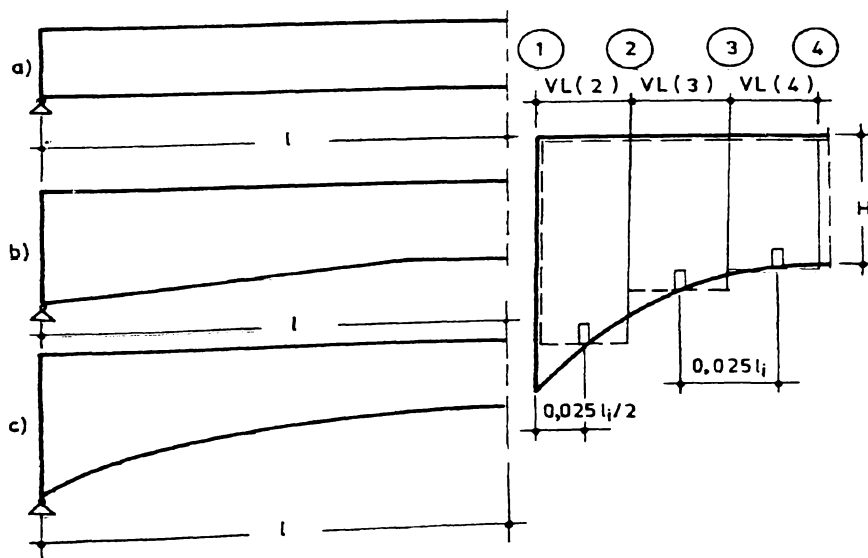


Fig. 5.10 – Variația înălțimii secțiunii și aproximarea ei în trepte

Numărul pereților interiori verticali poate crește de la 0, când secțiunea casetată are

numai pereții laterali, până la un număr întreg oarecare. Grosimea pereților se poate menține constantă pe întreaga lungime a grinzii sau poate fi mărită prin creștere liniară pe lungimi multiple de $0,1 \cdot l$, în zonele de lângă reazeme.

Placa inferioară a secțiunii casetate are lățime constantă în cazul grinzilor continue cu înălțime constantă sau a celor cu înălțime variabilă, la care pereții laterali sunt verticali ($\varphi = 0$); lățimea este variabilă pe lungimea vutelor grinzilor cu înălțime variabilă. atunci când pereții laterali sunt înclinați ($\varphi > 0$) și anume lățimea scade spre reazeme. Grosimea plăcii inferioare se poate menține constantă pe întreaga lungime a grinzii continue sau poate fi marită prin creștere liniară pe lungimea vutelor, obținându-se grosimea maximă pe reazeme.

Lungimea vutelor și lungimile pe care variază grosimea pereților și a plăcii inferioare, precum și creșterea maximă a acestor grosimi pe reazeme, sunt caracteristice pentru fiecare vută, ele putând fi modificate de la o vută la alta.

Programul întocmit de către doctorand pentru grinzile continue cu secțiunea casetată descrisă mai sus, poate fi aplicat și grinzilor cu secțiune dreptunghiulară și placă la partea superioară, având și un bulb la partea inferioară, deci cu secțiuni T sau I, prin asimilarea acestor secțiuni cu secțiunea casetată. În acest caz, lățimea grinzii se împarte pe cei doi pereți laterali, considerați verticali ($\varphi = 0$), numărul pereților interiori luându-se egal cu zero; de asemenea, bulbul se asimilează în calcul, când există, cu placa inferioară a secțiunii casetate.

În cazul grinzilor continue cu secțiune dreptunghiulară și placă la partea superioară, cu înălțime constantă pe toată lungimea lor, dar având inima de grosime variabilă în zonele reazemelor, se poate face de asemenea asimilarea cu grinzile cu secțiune casetată. În programul de calcul se consideră lungimea vutelor egală cu lungimea pe care se face îngroșarea inimii (a pereților verticali), iar grosimea plăcii inferioare egala cu zero.

5.3.3. Notății folosite în programul de calcul

- | | |
|------------|--|
| $A = v_j$ | - ordonatele liniei de influență a reacțiunii de pe reazemul j; |
| $AN = y$ | - poziția centrului de greutate G al secțiunii casetate, raportată la fața superioară a secțiunii (fig. 5.13); |
| $A1$ | - coeficienții sistemului de ecuații, pregătit pentru rezolvarea cu subprogramul DRESOL; |
| $BI = b$ | - lățimea plăcii inferioare la secțiunea casetată (fig. 5.13) sau lățimea secțiunii dreptunghiulare (fig. 5.12); |
| $BS = b_s$ | - lățimea plăcii superioare la secțiunea casetată (fig. 5.13); |

$BSI = b_{c,i}$	- distanța dintre axele pereților exteriori ai secțiunii casetate, măsurată la fața inferioară a plăcii superioare (fig. 5.13);
$D = \delta_{pm}$	- coeficienții necunoscutelor sistemului de ecuații (rel. 39);
$DEP = \delta_{jk}$	- termenii liberi ai sistemului de ecuații (rel. 39);
$E = E$	- modulul de elasticitate al materialului (dacă interesează mărimea reală a rotirilor, se introduce valoarea E , în caz contrar $E = 1$);
$ETA = \eta_{ik}$	- ordonatele liniei de influență a momentului încovoietor din secțiunea i (relația 47), în programul principal, respectiv ordonatele liniei de influență a forței tăietoare în stânga sau dreapta deschiderii I_j (t_{jk}) - (relația 54), în subrutina LIRETA;
$ETA0 = \eta_{ik}^0$	- ordonatele liniei de influență a momentului încovoietor pe grinda simplu rezemată (relațiile 48 și 49), în programul principal, respectiv ordonatele liniei de influență a forței tăietoare pe grinda simplu rezemată (t_{ik}^0) (relația 54), în subrutina LIRETA;
$FI = \varphi$	- înclinarea față de verticală a pereților laterali ai secțiunii casetate;
$H = H$	- înălțimea secțiunii transversale (fig. 5.11);
$II = j$	- numărul curent al deschiderii pentru care se efectuează calculele;
ILAM	- indică tipul de vută pentru fiecare deschidere;
$IM = 1...41$	- numărul curent al secțiunilor pe grinda simplu rezemată, folosită la calculul rotirilor pe reazeme;
ITS	- indică tipul secțiunii transversale (fig. 5.12 și 5.13);
$J = j$	- indice care precizează numărul necunoscutelor X_j și al deschiderii I_j a grinzii continue;
$K = k$	- punctele (secțiunile) în care se determină ordonatele liniei de influență din secțiunea i ;
KL	- numărul zecimilor din lungimea unei deschideri, pe care se extinde vuta ($KL=1,2,3,\dots$);
$ND = n$	- numărul pereților interiori ai secțiunii casetate;
NDS	- numărul de deschideri ale grinzii continue;
NESIM	- indică simetria sau nesimetria grinzii continue în raport cu mijlocul lungimii totale;
NLIN	- numărul de secțiuni pentru care se calculează liniile de influență ale momentelor încovoietoare;
NRGR	- numărul grinzilor continue pentru care se determină liniile de influență;

NPT	- numărul curent al secțiunilor i pentru care se calculează liniile de influență ale momentului încovoietor;
NUME	- text referitor la identificarea grinzii continue pentru care se calculează liniile de influență;
$S = s$	- grosimea pereților laterali ai secțiunii casetate;
$T = t$	- grosimea plăcii superioare a secțiunii casetate;
$T1 = t_1$	- grosimea plăcii inferioare a secțiunii casetate;
$V = v$	- grosimea pereților interiori verticali ai secțiunii casetate;
VF	- lungimile pe care variază grosimile s și v , multiple de $0,1 \cdot l_j$;
$VI = J_x$	- momentul de inerție al unei secțiuni transversale casetate;
$VLAM = \lambda$	- lungimea vutei, multiplu de $0,1 \cdot l_j$, respectiv lungimea pe care variază grosimea t_1 ;
$VLD = l_j$	- lungimea deschiderii j ;
$VM = m_j$	- momentul încovoietor în secțiunea i produs de $X_i = 1$, pe grinda simplu rezemată;
X	- ordonatele liniilor de influență a necunoscutelor X_i în punctele (secțiunile) k .

5.3.4. Calculul momentelor de inerție

Pentru stabilirea valorii momentelor de inerție ale secțiunii transversale la o anumită distanță de reazem sau pe reazem, se au în vedere notațiile din figurile 5.11...5.13.

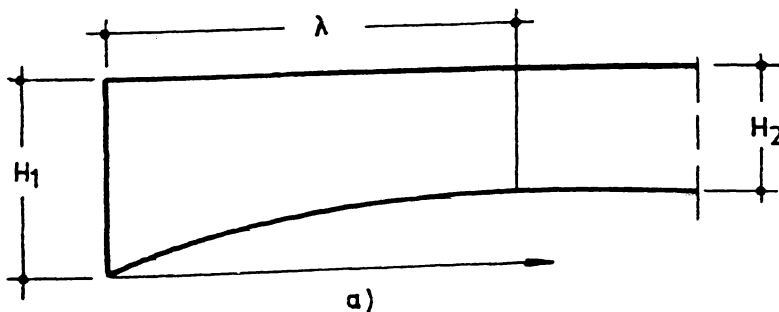


Fig. 5.11 – Modalitatea de variație a înălțimii secțiunii transversale

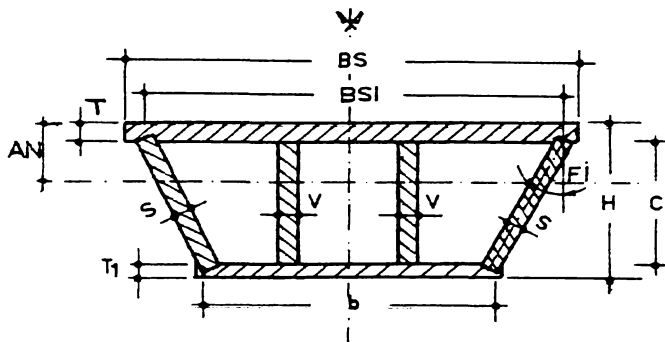
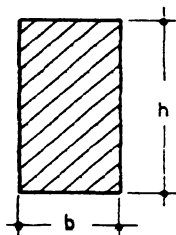


Fig. 5.12 – Secțiune dreptunghiulară

Fig. 5.13 – Secțiune cheson

5.3.4.1. Secțiunea dreptunghiulară

Momentul de inerție al secțiunii transversale a grinzii continue, de formă dreptunghiulară (fig. 5.12), pe zona de înălțime constantă, se calculează cu relația:

$$J_x = \frac{b \cdot H^3}{12} \quad (25)$$

respectiv pe lungimea vutelor cu relațiile:

- pentru vute drepte (fig. 5.11):

$$J_x = \frac{b}{12} \cdot \left[H_1 - (H_1 - H_2) \cdot \frac{x}{\lambda} \right]^3 \quad (26)$$

- pentru vute parabolice (fig. 5.11):

$$J_x = \frac{b}{12} \cdot \left[H_1 - (H_1 - H_2) \cdot \sqrt{\frac{x}{\lambda}} \right]^3 \quad (27)$$

5.3.4.2. Secțiunea casetată

Momentul de inerție al secțiunii casetate (fig. 5.13), se calculează cu relația:

$$J_x = J_{1x} + J_{2x} + J_{3x} + J_{4x} \quad (28)$$

unde:

$$J_{1x} = \frac{b * t_1^3}{12} + b * t_1 * \left[H - \frac{t_1}{2} - y \right]^2 \quad (29)$$

$$J_{2x} = \frac{b_s * t_1^3}{12} + b_s * t * \left(y - \frac{t}{2} \right)^2 \quad (30)$$

$$J_{3x} = \frac{s * c_1}{12} * [c_1^2 + s^2 + (c_1^2 - s^2) * \cos 2\varphi] + 2 * s * c_1 * \left(t + \frac{c}{2} - y \right)^2 \quad (31)$$

$$J_{4x} = \frac{v * n * c^3}{12} + n * c * v * \left(t + \frac{c}{2} - y \right)^2 \quad (32)$$

cu:

$$y = \frac{b * t_1 * (H - 0,5 * t_1) + 0,5 * b_s * t^2 + c * s * (t + 0,5 * c) + n * v * c * (t + 0,5 * c)}{b * t_1 + b_s * t + 2 * c_1 * s + n * v * c} \quad (33)$$

unde n este numărul de pereți interiori verticali ai secțiunii casetate.

Mărimile dimensiunilor secțiunii transversale, care se introduc în relațiile (28)...(33), sunt cele corespunzătoare secțiunii k, situată la distanța x_k față de reazem; aceste mărimi se calculează în cadrul programului.

5.3.5. Calculul unghiurilor de rotire pe reazeme

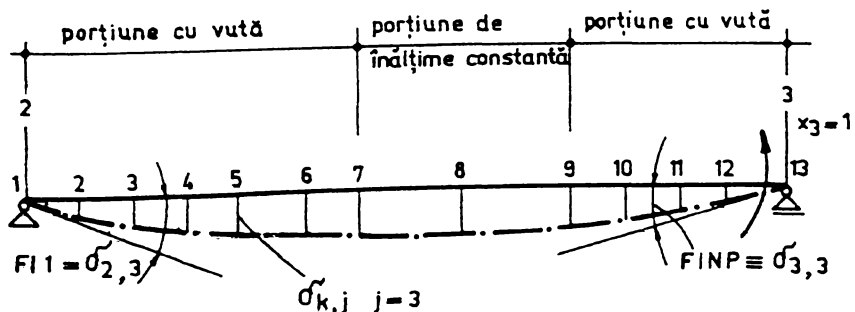


Fig. 5.14 – Unghiuri de rotire pe reazemele grinzii simplu rezemate din $X_1=1$

Unghiurile de rotire pe reazeme ale grinzii simplu rezemate, produse de necunoscutele unitare $X_j=1$ (cupluri unitare pe reazeme - fig. 5.14) și de forța concentrată mobilă $P=1$ (fig. 5.15), se calculează folosind regula de însumare a lui Simpson și considerând grinda împărțită în 40 de intervale egale, cu relațiile:

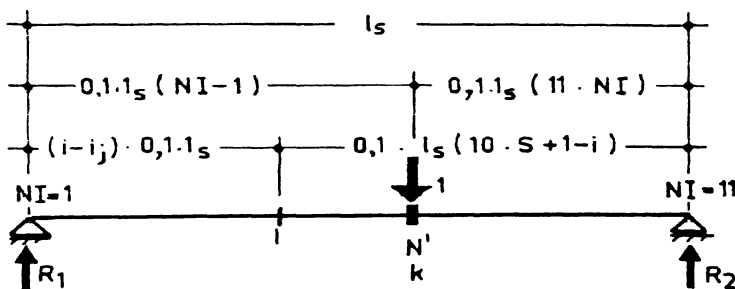


Fig. 5.15 - Unghiuri de rotire pe reazemele grinzii simplu rezemate din $P=1$

$$\alpha_j^+ = \frac{l_j}{120 * E} * \sum_1^{41} \frac{k}{J_x} * \xi^2 \quad (34)$$

$$\alpha_j^- = \frac{l_j}{120 * E} * \sum_1^{41} \frac{k}{J_x} * \xi^2 \quad (35)$$

$$\beta_j = \frac{l_j}{120 * E} * \sum_1^{41} \frac{k}{J_x} * \xi * \xi' \quad (36)$$

$$\varphi_j^+ = \frac{l_j}{120 * E} * \sum_1^{41} \frac{k}{J_x} * M_x * \xi' \quad (37)$$

$$\varphi_j^- = \frac{l_j}{120 * E} * \sum_1^{41} \frac{k}{J_x} * M_x * \xi \quad (38)$$

Coefficientul k din regula lui Simpson, cuprins în relațiile de mai sus, are valoarea 1 pentru primul și ultimul termen al sumelor, valoarea 4 pentru termenii pari și valoarea 2 pentru termenii impari.

M_x reprezintă momentul încovoietor din secțiunea x/x' a grinzii simplu rezemate, produs

de forță concentrată mobilă $P=1$ situată în secțiunea k . Împărțirea deschiderii l_j în 40 de intervale egale mărește precizia calculului.

5.3.6. Calculul necunoscutelor X_j

Sistemul de bază static determinat, pentru rezolvarea grinzii continue, static nedeterminată, este format din $(n+1)$ grinzi simplu rezemate de deschidere l_j , iar necunoscutele static nedeterminate X_j sunt momentele încovoietoare de pe cele n reazeme intermediare (fig. 5.8). Se obține astfel un sistem de n ecuații liniare cu n necunoscute. Prin rezolvarea acestui sistem de ecuații, se obțin liniile de influență ale necunoscutelor X_j , așezând forța concentrată mobilă $P=1$ în punctele (secțiunile) k de la $k=1$ până la $k=71$, spre exemplu în cazul unei grinzii cu 7 deschideri (fiecare deschidere l_j a grinzii continue este împărțită în 10 părți egale, de lungime $0,1 \cdot l_j$). Sistemul de ecuații este de forma (procedul celor trei momente al lui Clapeyron):

$$\sum_{j=1}^n \sum_{m=1}^n \delta_{jm} * X_{mk} + \delta_{jk} = 0 \quad (39)$$

unde:

- n – reprezintă numărul necunoscutelor X_j , egal cu numărul reazemelor intermediare;
- m - ia valori de la 1 la n , pentru fiecare însumare;
- j - are valori de la 1 la n , menținându-se constant pentru fiecare însumare;
- k - are valori de la 1 la $10 \cdot (n+1) + 1$; k ia succesiv toate aceste valori în cadrul unei însumări pentru fiecare valoare a lui j .

Fiecare ecuație conține câte trei necunoscute, cu excepția primeia și a ultimei ecuații, care conțin numai câte două necunoscute.

Coefficienții necunoscutelor X_j din sistemul de ecuații (39) se introduc cu valorile:

$$\bullet \text{ pentru } m = j \quad \delta_{jm} = \alpha_j + \alpha_{j+1} \quad (40)$$

$$\bullet \text{ pentru } m = j-1 \quad \delta_{jm} = \delta_{mj} = \beta_j \quad (41)$$

$$\bullet \text{ pentru } m = j+1 \quad \delta_{jm} = \delta_{mj} = \beta_{j+1} \quad (42)$$

$$\bullet \text{ pentru } j-1 > m > j+1 \quad \delta_{jm} = \delta_{mj} = 0 \quad (43)$$

Termenii liberi ai aceluiași sistem de ecuații au valorile:

$$\bullet \text{ pentru } (10(j-1)+1) < k < (10j+1) \quad \delta_{jk} = \omega_j \quad (44)$$

$$\bullet \text{ pentru } (10(j+1) < k < (10(j+1)+1)) \quad \delta_{jk} = \omega_{j+1} \quad (45)$$

$$\bullet \text{ pentru } (10(j-1)+1) > k > (10(j+1)+1) \quad \delta_{jk} = 0 \quad (46)$$

Mărimile α_j^0 , α_j^1 , β_j , ω_j^0 și ω_j^1 reprezintă unghiurile de rotire pe reazemele grinzii simplu rezemate de deschidere l_j (fig. 5.14); valorile acestor mărimi se determină cu relațiile (36) și (38).

Pentru obținerea ordonatelor liniei de influență a necunoscutei X_j , în fiecare zecime a fiecărei deschideri a grinzii continue, este necesară rezolvarea sistemului de ecuații (39) de un număr de ori egal cu valoarea maximă a lui k [$k=10 \cdot (n+1)+1$]; se reamintește că în secțiunile din toate reazemele grinzii continue, ordonatele liniei de influență X_j sunt nule.

5.3.7. Calculul liniilor de influență ale momentelor încovoietoare

Ordonatele η_{ik} ale liniei de influență a momentului încovoietor în secțiunea i , situată în zecimile deschiderilor sau pe reazeme, se calculează cu relația:

$$\eta_{ik} = \eta_{ik}^0 + \sum_{j=1}^n m_j \cdot X_{jk} \quad (47)$$

unde:

- n – reprezintă numărul necunoscutelor X_j , egal cu numărul reazemelor intrermediare;
- $X_{jk} = X_{mk}$ - dat de relația (39);
- η_{ik}^0 - reprezintă ordonatele liniei de influență a momentului încovoietor din secțiunea i a grinzii simplu rezemate, când forța concentrată mobilă $P=1$ se află în secțiunea k ;
- m_j – reprezintă momentul încovoietor din secțiunea i a grinzii simplu rezemată de deschidere l_j , produs de necunoscuta $X_j=1$.

Numerotarea reazemelor se face ca pentru momente încovoietoare M (fig.5.7).

5.3.7.1. Linia de influență η_{ik}^0

Ordonatele acestei linii de influență, ținând seama de notațiile din figura 5.15, se calculează cu relațiile:

- pentru $k \leq i$

$$\eta_{ik}^0 = 0,1 \cdot l_j \cdot R_2 \cdot (10 \cdot j + 1 - i) \quad (48)$$

- pentru $k \geq i$

$$\eta_{ik}^0 = 0,1 * l_j * R_1 * (i - 10 * (j - 1) - 1) \quad (49)$$

cu

$$R_1 = \frac{10 * j + 1 - k}{10} \quad (50)$$

$$R_2 = \frac{k - 10 * (j - 1) - 1}{10} \quad (51)$$

Numerotarea secțiunilor i și k și a reazemelor j , folosiă în relațiile (48...51), este cea dată pentru grinda continuă, pentru M (fig. 5.7); în programul de calcul s-a folosit numerotarea de pe grinda simplu rezemată.

5.3.7.2. Momentele de încovoiere m_j

Momentul încovoietor m_j se calculează cu relația:

- pentru $X_j=1$ aplicat în capătul din dreapta al grinzii (fig. 5.16a)

$$m_{ji} = 0,1 * [i - 10 * (j - 1) - 1] \quad (52)$$

- pentru $X_{j-1}=1$ aplicat la capătul din stânga al grinzii (fig. 5.16b)

$$m_{ji} = 0,1 * (10 * j + 1 - i) \quad (53)$$

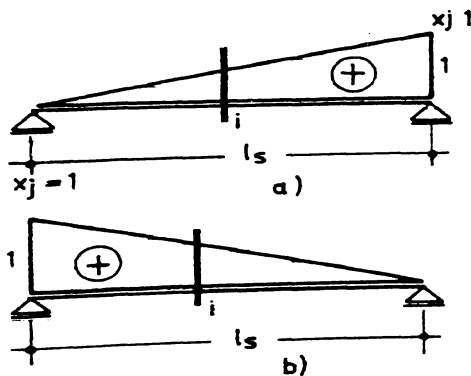


Fig. 5.16 – Determinarea momentelor de încovoiere m_j

Numerotarea secțiunilor i și a reazemelor j , în relațiile de calcul, respectiv în programul de calcul, se face ca la §5.3.7.1.

5.3.8. Calculul liniilor de influență pentru forța tăietoare

Liniile de influență t_{jk} ale forțelor tăietoare se determină la stânga și la dreapta fiecărei deschideri cu relațiile (55, 56 și 57). În cadrul programului, liniile de influență la stânga deschiderii (t_{jk}^{st}) și la dreapta ei (t_{jk}^{dr}) se determină cu relațiile:

$$t_{jk} = t_{jk}^0 - \frac{X_{j-1,k} - X_{j,k}}{l_j} \quad (54)$$

unde în baza notațiilor din fig. 5.17, se poate scrie:

- pentru forța tăietoare la stânga deschiderii

$$t_{jk}^0 = t_{jk}^{0,st} = 1 - 0,1 * [k - 10 * (j - 1) - 1] \quad (55)$$

- - pentru forțe tăietoare la dreapta deschiderii

$$t_{jk}^0 = t_{jk}^{0,dr} = 0,5 * [k - 10 * (j - 1) - 1] \quad (56)$$

cu:

$$1 + 10 * (j - 1) \leq k \leq 11 + 10 * (j - 1) \quad (57)$$

Din relația (57) rezultă că pentru valori (secțiuni) k situate în afara deschiderii l_j , ordonatele liniilor de influență t_{jk}^0 , date de relațiile (55 și 56), sunt nule. În relațiile de mai sus, indicii j și k se iau pe grinda continuă, ca în fig. 5.7 (ca pentru momente încovoietoare M).

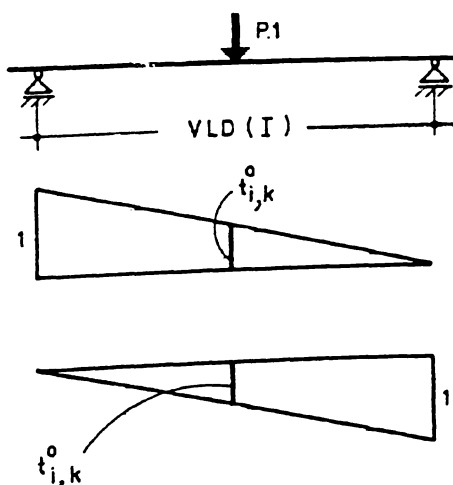


Fig. 5.17 – Forța tăietoare pe grinda simplu rezemată a sistemului de bază

$X_{j-1,k}$ și $X_{j,k}$ reprezintă liniile de influență ale momentelor încovoietoare X_{j-1} și X_j static nedeterminate de pe reazemele $j-1$ și j ale deschiderii l_j (fig. 5.8 și 5.17), date de relațiile (39 și 47).

5.3.9. Calculul liniilor de influență ale reacțiunilor de pe reazeme

Linia de influență a reacțiunii v_{jk} de pe reazemul i numerotat ca pentru secțiuni V (fig.5.9), corespunzător necunoscutului X_{j-1} , se obține prin însumarea liniei de influență a forței tăietoare t_{jk}^{st} din stânga deschiderii l_j (din dreapta reazemului j) cu linia de influență a forței tăietoare $t_{j-1,k}^{dr}$ din dreapta deschiderii l_{j-1} (din stânga reazemului j), luată cu semnul schimbat:

$$v_{jk} = -t_{j-1,k}^{dr} + t_{jk}^{st} \quad (58)$$

5.3.10. Calculul liniilor de influență ale săgeții

Ordonatele liniei de influență ale săgeții se determină cu relația:

$$f_{ik} = f_{ik}^0 + \sum_{j=1}^n f_{ji}^* \cdot X_{jk} \quad (59)$$

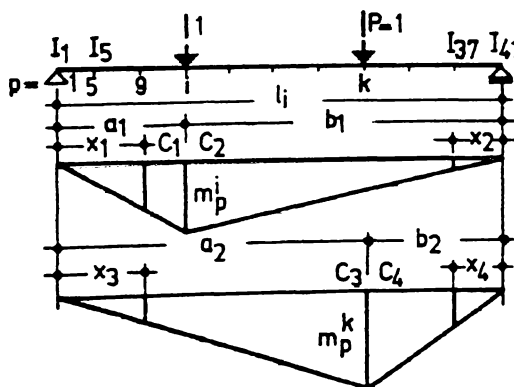


Fig. 5.18 – Săgeata pe grinda simplu rezemată a sistemului de bază

unde

- n – reprezintă numărul necunoscutelor X_j ;
- X_{jk} - valoarea momentului pe reazemul j din acțiunea forței $P=1$ în secțiunea k ;

- f_{ik}^0 - ordonata liniei de influență a săgeții din secțiunea i a grinzii simplu rezemate, când forța concentrată mobilă $P=1$ se află în secțiunea k;
- f_{ji}^1 - săgeata din secțiunea i a grinzii simplu rezemate de deschidere l_j , produsă de necunoscuta $X_j=1$.

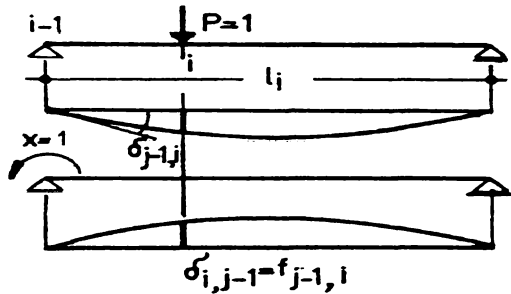


Fig. 5.19 – Similitudinea efectelor aplicării forței unitare și a momentului unitar

Valorile f_{ik}^0 (fig. 5.18) sunt diferite de zero, numai când secțiunea k este una din cele ale deschiderii j în care se găsește secțiunea i și se determină cu relația:

$$f_{ik}^0 = \frac{1}{E} * \sum_{p=1}^{41} \frac{1}{l_p} * m_p^k * m_p^i \quad (60)$$

unde m_p^k , m_p^i reprezintă momentul pe grinda simplu rezemată în secțiunea p, din $P=1$ în punctul k, respectiv i.

Datorită faptului că rotirea pe reazem δ_j , din forța unitară $P=1$, este egală cu săgeata f_j^1 din moment unitar aplicat pe reazem (fig. 5.19), rezultă:

$$\sum_{j=1}^n f_{ji}^1 * X_{jk} = \sum_{j=1}^n \delta_{ji}^1 * X_{jk} \quad (61)$$

și relația (59) se scrie sub forma:

$$f_{ik} = f_{ik}^0 + \sum_{j=1}^n \delta_{ji}^1 * X_{jk} \quad (62)$$

5.3.11. Programul de calcul

Programul de calcul LINFA a fost structurat de către doctorand sub forma unui program principal care coordonează apelarea mai multor subrutine specializate care furnizează radacinii datele necesare, sau își generează una altele datele necesare calculului.

În programul principal (fig. 5.20) se calculează ordonatele liniilor de influență η_{ik}^0 (relațiile 48 și 49) pentru secțiunile indicate prin NLIN, în toate deschiderile. Se calculează de asemenea momentele încovoietoare m_j (rel. 52 și 53) pentru toate secțiunile unei deschideri și pentru toate deschiderile grinzii continue. În final se calculează liniile de influență η_{ik} ale momentelor încovoietoare din toate punctele (secțiunile) k , de pe reazeme și din deschideri (rel.47), pentru toate secțiunile indicate prin NLIN, apoi se listează aceste valori.

Subrutina DACIT, (fig.5.21), realizează citirea și scrierea datelor de intrare.

Subrutina MINE (fig. 5.22), după ce alege tipul de secțiune transversală, stabilit prin datele de intrare, calculează, prin ciclare, pentru toate secțiunile situate la 1/40 din deschidere și pentru toate deschiderile, caracteristicile geometrice ale secțiunii (fig.5.12 și 5.13), poziția axei neutre și apoi momentul de inerție; în final, valorile momentelor de inerție sunt tabelate în memorie.

Subrutina LINIEX (fig. 5.23), calculează, pentru toate deschiderile grinzii continue, rotirile α_j^+ , α_j^- și β_j (rel. 36) ale secțiunilor din dreptul reazemelor simplu rezemate l_j , produse de necunoscutele $X_j=1$. Se procedează în mod asemănător cu rotirile ω_j^+ și ω_j^- (rel. 38), produse de forța concentrată mobilă $P=1$, care se poziționează în toate secțiunile k ale grinzii continue.

Tot în cadrul subrutinei LINIEX se calculează coeficienții δ_m ai necunoscutelor și termenii liberi δ_k din sistemul de ecuații (39) după care se rezolvă acest sistem, obținându-se în final liniile de influență ale necunoscutelor X_j , adică ale momentelor încovoietoare static nedeterminate de pe reazemele intermediare ale grinzii continue; aceste calcule se fac prin mai multe ciclări.

Subrutina LIRETA (fig. 5.24) calculează, prin ciclare, folosind liniile de influență ale momentelor încovoietoare X_k de pe reazemele intermediare (calculate în programul principal), liniile de influență t_k ale forțelor tăietoare la stânga și la dreapta fiecărui reazem (rel. 54); pentru aceasta, se calculează, mai înainte liniile de influență $t_k^{0,a}$ și $t_k^{0,b}$ (rel. 55 și 56). În continuare se calculează liniile de influență v_k ale reacțiilor de pe reazemele marginale și intermediare ale grinzii continue. În final se listează ordonatele liniilor de influență t_k și v_k .

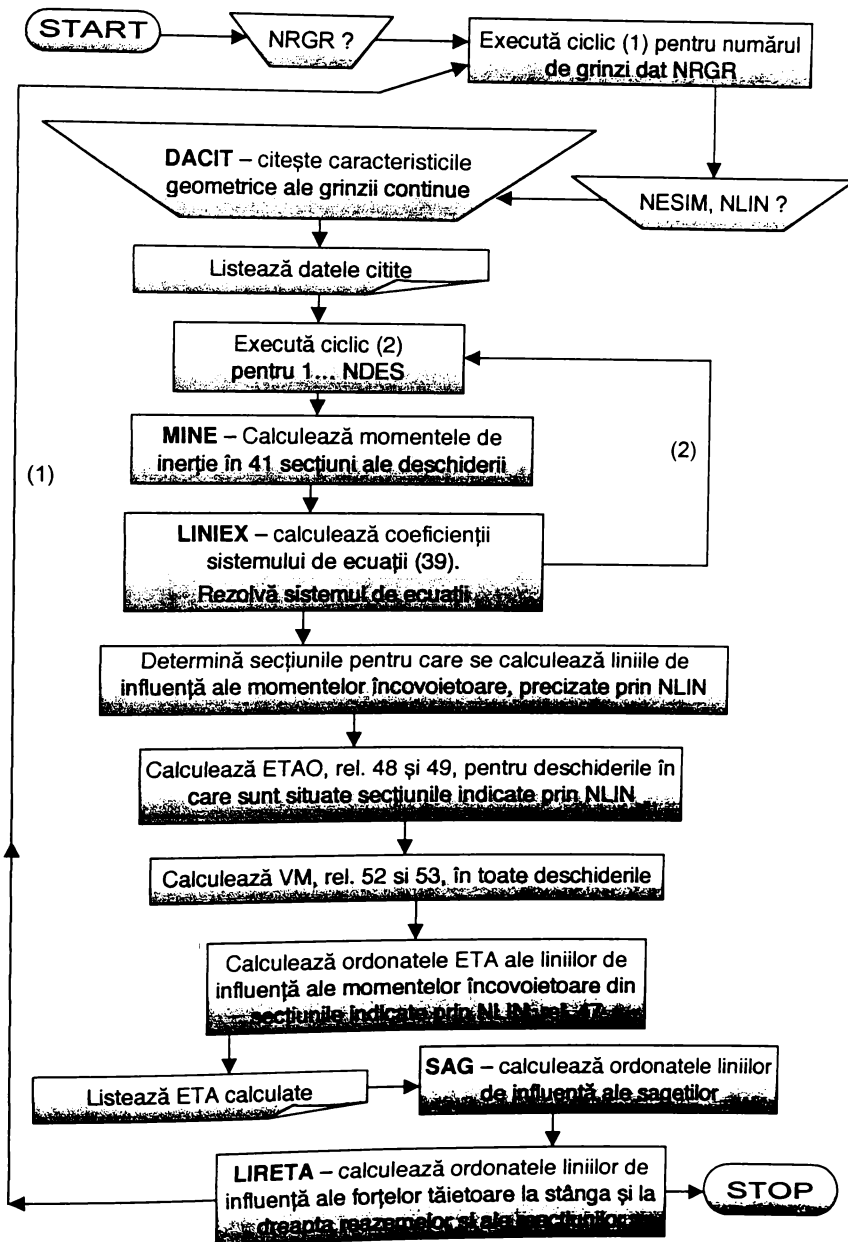


Fig. 5.20 – Schema logică a programului principal

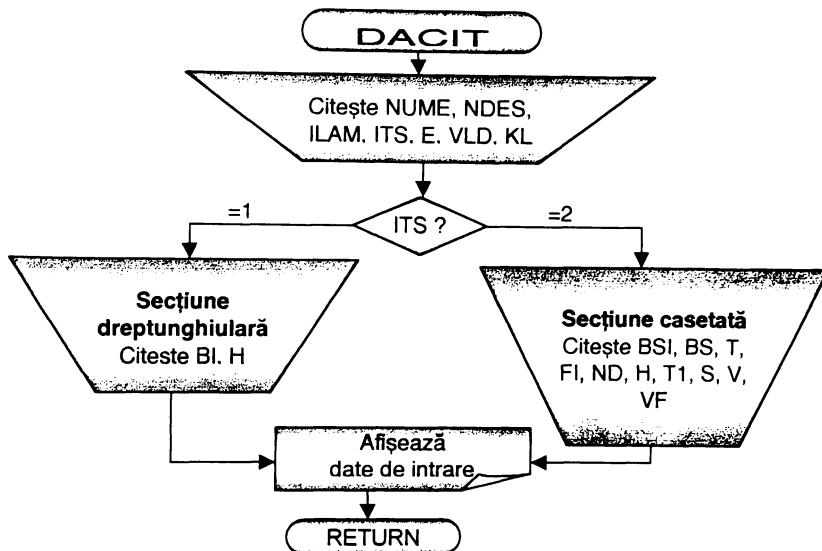


Fig. 5.21 – Schema logică a subrutinei DACIT

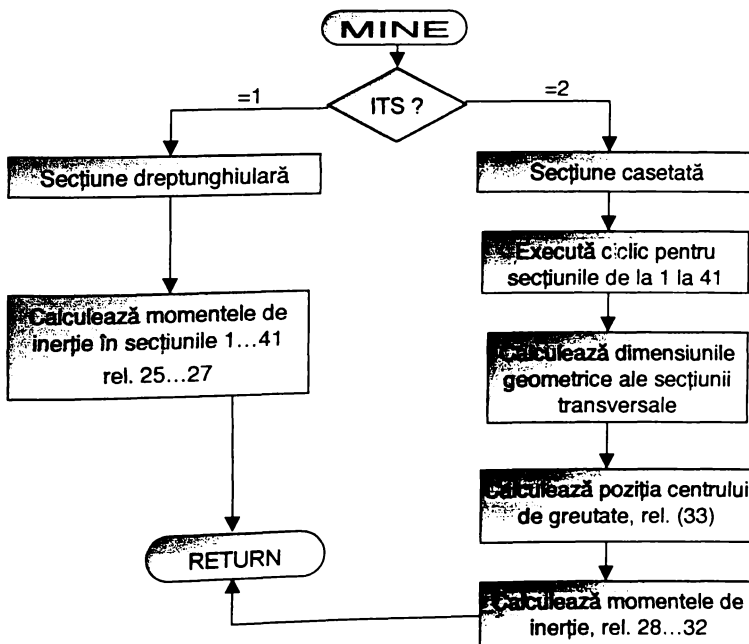


Fig. 5.22 – Schema logică a subrutinei MINE

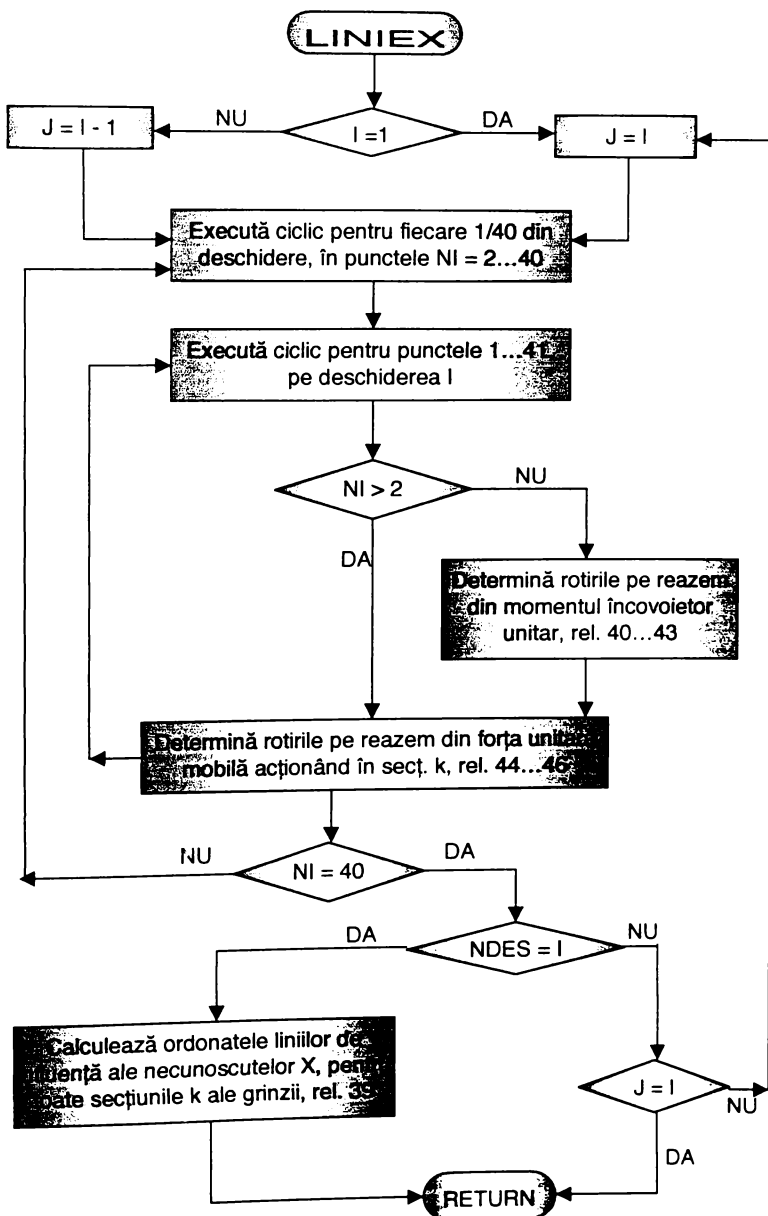


Fig. 5.23 - Schema logică a subrutinei LINIEX

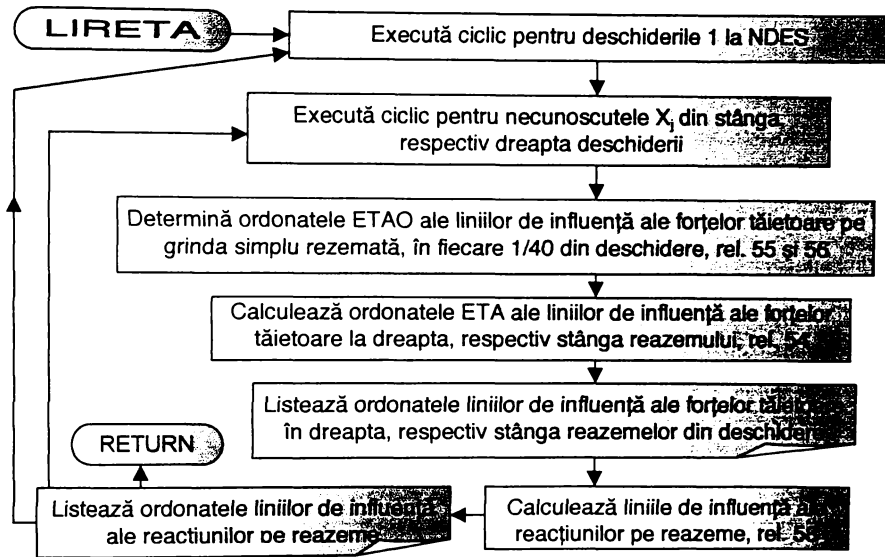


Fig. 5.24 - Schema logică a subrutinei LIRETA

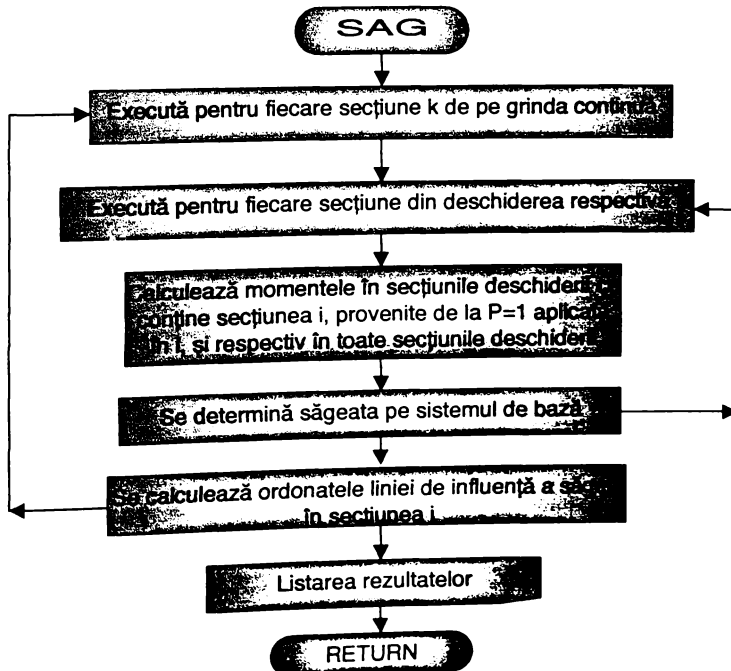


Fig. 5.25 - Schema logică a subrutinei SAG

Subrutina SAG (fig.5.25) efectuează calculele necesare determinării ordonatelor liniilor de influență ale săgeții în baza relațiilor 59-60 și având în vedere condiția 61, începând cu momentele în secțiunile deschiderii ce conțin secțiunea i , provenite de la $P=1$ aplicată în toate secțiunile deschiderii și continuând cu săgeata pe sistemul de bază. Cu aceste elemente se determină pentru secțiunea solicitată i , ordonatele liniei de influență a săgeții și se listează apoi rezultatele calculului.

Utilizatorul are astfel la dispoziție ordonatele liniilor de influență ale momentului încovoietor, forței tăietoare, reacțiunii și săgeții pentru secțiunea solicitată, cu valori în puncte situate la $1/40$ din deschidere, și mărimea acestor solicitări datorată greutateii proprii a structurii.

Prin utilizarea adecvată a programului de calcul, se poate modela și influența vântului lateral pe suprastructură, precum și comportarea structurii sub sarcina uniform distribuită.

În dezvoltarea ulterioară a programului, doctorandul a prevăzut automatizarea încărcării liniei de influență cu convoaie standard sau definite de utilizator.

5.3.11.1. Lista programului sursă LINFA

```
dimension dep(401,9),d(9,9),vi(41),eta0(401),al(81),bl(9)
    dimension x(9,401),vm(9),eta(401),kl(20),vlam(20),vid(10)
    dimension h(21),t1(21),s(21),v(21),vf(20)
    dimension aria(41),npts(401),nrez(11)
    character*6 nufout,nufis
    character*40 numel,nume2
    CALL DACIT(nufis,numel,nume2,nesim,ndes,ilam,its,vld,
    *kl,bi,bsi,bs,t,fi,nd,h,t1,s,v,vf,nlin,npts,nlint,nrez,e,gama)
    write(*,200)
200  format('1',////t10,'DATI numele fisierului de date iesire'
    */t30,'(6 caractere)  ')
    read(*,300)nufout
300  format(a6)
    open(unit=2,file=nufout)
    rewind 2
    write(2,201)
    write(*,201)
201  format(////t26,'L I N I I D E I N F L U E N T A' /
    */t34,'pt. GRINZI CONTINUE' /
    */t55,'autor: ing. Adrian BOTA'/t58,'adaptare',
    *' PC - 1992 -'//t23,'* ordonate pt.: - momente incovoietoare' /
    *t39,'- forte taietoare'//t39,'- reactiuni'//t39,'- sageti' /
    *t23,'* valori pt. eforturi si deformatii'//t34,'din greutate',
    *' proprie')
    ndes1=ndes+1
    ndes2=ndes*2
    ndes3=ndes2+1
    ndesr=ndes-1
    if(ndes.eq.10)ndes1=10
    write(2,950)
    write(*,950)
950  format(//t25,'DATE DE INTRARE'//t25,15('-'))
```

```

        write(2,955)nufis
        write(*,955)nufis
955   format(t20,'preluate din fisierul: ',a6/)
        write(2,957)numel,nume2
        write(*,957)numel,nume2
957   format(t25,a40)
        if(nesim.eq.0)go to 203
        write(2,202)
        write(*,202)
202   format(/t20,'Structura nesimetrica')
        go to 205
203   write(2,204)
        write(*,204)
204   format(/t20,'Structura simetrica')
205   write(2,206)ndes
        write(*,206)ndes
206   format(t20,'Num@r deschideri:',i3)
        go to(207,209,211),ilam
207   write(2,208)
        write(*,208)
208   format(t20,'Vute parabolice')
        go to 213
209   write(2,210)
        write(*,210)
210   format(t20,'Vute drepte')
        go to 213
211   write(2,212)
        write(*,212)
212   format(t20,'Fara vute')
213   write(2,519)
        write(*,519)
519   format(/t20,'Elemente geometrice longitudinale:')
        write(2,520)
        write(*,520)
520   format(t10,68('-')/
        *t10,'|Desc| Lungime| Lung | Lung |Sect ',
        *'| Inalt | G r o s i m e (m) |/'
        *t10,'| nr | |vuta | var | ',
        *'| sect |',23('-'),'|/'
        *t10,'| | | gr perl ',
        *'| | placa | pereti| pereti|')
        write(2,521)
        write(*,521)
521   format(
        *t10,'| (m) |(.1*1)| (m) | ',
        *'| (m) | inf | ext | int |'/t10,68('-'))
        do 220 i=1,ndes
        write(2,251)kl(2*i-1),vf(2*i-1),h(2*i-1),t1(2*i-1),s(2*i-1),
        *v(2*i-1)
        write(*,251)kl(2*i-1),vf(2*i-1),h(2*i-1),t1(2*i-1),s(2*i-1),
        *v(2*i-1)
251   format(t10,'| | | ,i2, ' |',f6.2, ' | R | ',f5.2,
        *'| ',3(f4.2, ' | '))
        write(2,253)i,vld(i),kl(2*i),vf(2*i),h(2*i),t1(2*i),s(2*i),v(2*i)
220   write(*,253)i,vld(i),kl(2*i),vf(2*i),h(2*i),t1(2*i),s(2*i),v(2*i)
253   format(t10,'| ',i2, ' | ',f6.2, ' | ',i2, ' |',f6.2, ' | C | '
        *,f5.2, ' | ',3(f4.2, ' | '))
        write(2,255)h(ndes3),t1(ndes3),s(ndes3),v(ndes3)
255   format(t10,'| | | R | ',f5.2,
        *'| ',3(f4.2, ' | '))
        write(*,255)h(ndes3),t1(ndes3),s(ndes3),v(ndes3)
        write(2,254)

```

```

        write(*,254)
254  format(t10,60('-',)/)
        pause 1
        go to(214,216),its
214  write(2,215)
        write(*,215)
215  format(/t20,'Sectiune dreptunghiulara')
        write(2,225)bi
        write(*,225)bi
225  format(t25,'latime= ',f1.2,' m')
        go to 223
216  write(2,217)
        write(*,217)
217  format(/t20,'Sectiune cheson')
        write(2,227)bs,bsi,t,nd,fi
        write(*,227)bs,bsi,t,nd,fi
227  format(t25,'latime placa superioara=',f5.2,' m'/
        *t25,'baza superioara cheson=',f5.2,' m'/
        *t25,'grosime placa superioara=',f5.2,' m'/
        *t25,'num@r pereti interiori=',i2/
        *t25,'inclinare pereti exteriori=',f5.4,' rad')
223  write(2,221)e
        write(*,221)e
221  format(t20,'Modul de elasticitate=',f8.0,' N/mm2')
        write(2,500)gama
        write(*,500)gama
500  format(t20,'Greutate specifica material=',f8.0,' N/m3')
        e=e*1000
        gama=gama/1000
        pause 2
        write(2,260)
        write(*,260)
260  format(t20,'Liniiile de influenta pentru momente'/
        *t33,'si sageti se determina in sectiunile: ')
        if(nlin.eq.0)go to 262
        write(2,261)(npts(i),i=1,nlin)
        write(*,261)(npts(i),i=1,nlin)
261  format(t25,10(i3,2x)/)
        go to 264
262  write(2,263)
        write(*,263)
263  format(t25,'toate')
264  write(2,265)
        write(*,265)
265  format(t20,'Liniiile de influenta pentru reactiuni'/
        *t25,'si forte taietoare se determina in reazemele:')
        if(nlint.eq.0)go to 266
        write(2,261)(nrez(i),i=1,nlint)
        write(*,261)(nrez(i),i=1,nlint)
        go to 267
266  write(2,263)
        write(*,263)
267  write(2,402)
        write(*,402)
402  format(/t20,'ORDONATELE LINIILOR DE influenta SOLICITATE'/
        *t20,42('*'))
        if(ndes.eq.1)go to 1700
        do 2 l=1,ndesr
        do 2 ll=1,ndesr
2  d(l,ll)=0.
        ndes4=40*ndes+1
        do 18 k=1,ndes4

```

```

do 18 ii=1,ndesr
18  dep(k,ii)=0.
    do 7 ii=1,ndes
        CALL MINE(ii,k1,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,
*       t,t1,fl,s,v,vi,bsi,aria)
        CALL LINIEX(ii,vi,e,ndes,dep,d,a1,b1,x,vld,*7)
    7  continue
1700  if(nlin.eq.0)go to 302
    go to 303
302  if(nesim.eq.1) go to 301
    nit=40*ndes/2+1
    go to 306
301  nit=40*ndes+1
    go to 306
303  iu=0
3033  iu=iu+1
    npt=npts(iu)
    go to 307
306  npt=1
307  ii=npt/40+1
    if((40*ii-39).le.npt).and.(npt.lt.(40*ii+1))go to 800
    ii=ii-1
800  lik=40*ndes+1
    do 28 k=1,lik
28  eta0(k)=0.
    lki=40*(ii-1)+1
    do 29 k=lki,npt
    ni=k-40*(ii-1)
29  eta0(k)=.000625*vld(ii)*(ni-1)*(40*ii+1-npt)
    npt1=npt+1
    kil=40*ii+1
    do 30 k=npt1,kil
    ni=k-40*(ii-1)
30  eta0(k)=.000625*vld(ii)*(41-ni)*(npt-40*ii+39)
    if(ndes.eq.1)ndesr=1
    do 37 l=1,ndesr
37  vm(l)=0.
    if(ndes.eq.1) go to 1500
    go to 1501
1500  do 1502 k=1,41
1502  x(1,k)=0.
    go to 1503
1501  do 38 l=1,ndesr
    if(((40*(l-1)+2).le.npt).and.(npt.le.(40*(l+1))))go to 39
    if(((40*(l+1)).le.npt).and.(npt.le.(40*(l+1))))go to 40
    go to 38
39  vm(l)=.025*(npt-40*(l-1)-1)
    go to 38
40  vm(l)=.025*(40*(l+1)+1-npt)
38  continue
1503  kip=41+40*ndesr
    do 941 k=1,kip
    eta(k)=eta0(k)
    do 41 l=1,ndesr
41  eta(k)=eta(k)+vm(l)*x(l,k)
941  continue
    write(2,42)npt
    write(*,42)npt
42  format(/t20,'LİNIA de influența a momentului incovoietor'/
*       t33,'in sectiunea',i4/t33,16('*'))
    CALL TIP(ndes,eta)
    pause 'mom'

```

```

    gre=0.
    do 700 ip=1,ndes
      CALL MIN1(ip,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,
* t,tl,fi,s,v,vi,bsi,aria)
700  CALL EGREP(vld,aria,eta,gre,ip,gama)
      write(2,701)npt,gre
      write(*,701)npt,gre
701  format(t15,'** Momentul incovoietor din greutate proprie'
*/t37,'in sectiunea',i4,' este',f10.2,' kNm')
      if(ii.eq.(ndes+1))ii=ndes
      if((npt.eq.1).or.(((npt/41)*41).eq.npt))go to 5000
      CALL MINE(ii,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,
* t,tl,fi,s,v,vi,bsi,aria)
      if(ndes.eq.1)dep(npt,1)=0.
      CALL SAG(ii,npt,lik,lki,kil,vld,eta0,e,vi,ndesr,eta,dep,x)
      gre=0.
      do 702 ip=1,ndes
        CALL MIN1(ip,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,t,tl,fi,s,v,
* vi,bsi,aria)
702  CALL EGREP(vld,aria,eta,gre,ip,gama)
        write(2,703)npt,gre/1000.
        write(*,703)npt,gre/1000.
703  format(t15,'** s@geata din greutate proprie'
*/t37,'in sectiunea',i4,' este',f8.4,' m')
5000  if(nlin.eq.0) go to 305
        if(iu.lt.nlin)go to 3033
        go to 1033
305  if(npt.eq.nit)go to 1033
        npt=npt+1
        go to 307
1033  CALL LIRETA(eta,eta0,x,vld,ndes,aria,gama,ilam,
* its,nd,vlam,vf,h,bs,bi,t,tl,fi,s,v,vi,bsi,kl,nlint,nrez)
        close(unit=2)
        stop
      end

      SUBROUTINE DACIT(nufis,numel,nume2,nesim,ndes,ilam,its,vld,kl,
* bi,bsi,bs,t,fi,nd,h,tl,s,v,vf,nlin,npts,nlint,nrez,e,gama)
      dimension vld(10),kl(20),h(21),t1(21),
* s(21),v(21),vf(20),npts(401),nrez(11)
      character*6 nufis
      character*40 numel,nume2
      write(*,200)
200  format(//////////)
      *t10,'DATI numele fisierului de date intrare '
      read(*,300)nufis
300  format(a6)
      open(unit=1,file=nufis)
      rewind 1
      read(1,301)numel,nume2
      write(*,301)numel,nume2
301  format(a40)
      read(1,302)nesim,ndes,ilam,its
302  format(4i3)
      write(*,302)nesim,ndes,ilam,its
      read(1,303)(vld(i),i=1,ndes)
303  format(13f6.0)
      write(*,303)(vld(i),i=1,ndes)
      read(1,304)(kl(i),i=1,2*ndes)
304  format(20i3)
      write(*,304)(kl(i),i=1,2*ndes)
      if(its.eq.2)go to 100

```

```

320   read(1,320)bi
      format(f7.0)
      write(*,320)bi
      go to 101
100   read(1,305)bsi,bs,t,fi,nd
305   format(4f10.0,i3)
      write(*,305)bsi,bs,t,fi,nd
101   read(1,303)(h(i),i=1,2*ndes+1)
      write(*,303)(h(i),i=1,2*ndes+1)
      if(its.eq.1)go to 308
      read(1,303)(t1(i),i=1,2*ndes+1)
      write(*,303)(t1(i),i=1,2*ndes+1)
      read(1,303)(s(i),i=1,2*ndes+1)
      write(*,303)(s(i),i=1,2*ndes+1)
      read(1,303)(v(i),i=1,2*ndes+1)
      write(*,303)(v(i),i=1,2*ndes+1)
      read(1,303)(vf(i),i=1,2*ndes)
      write(*,303)(vf(i),i=1,2*ndes)
308   read(1,321)nlin
      write(*,321)nlin
321   format(i3)
      if(nlin.eq.0) go to 400
      read(1,306)(npts(i),i=1,nlin)
      write(*,306)(npts(i),i=1,nlin)
306   format(20i4)
400   read(1,321)nlint
      write(*,321)nlint
      if(nlint.eq.0)go to 401
      read(1,306)(nrez(i),i=1,nlint)
      write(*,306)(nrez(i),i=1,nlint)
401   read(1,333)e,gama
      write(*,333)e,gama
333   format(2f7.0)
      close(unit=1)
      return
      end

```

```

SUBROUTINE RESOL(a,b,n,kod,eps)
dimension a(81),b(9)
kod=0
jj=-n
do 8 j=1,n
jy=j+1
jj=jj+n+1
emax=0.
it=jj=j
do 2 i=j,n
ij=it+i
if(abs(emax)-abs(a(ij)))1,2,2
1   emax=a(ij)
   ind=i
2   continue
   if(abs(emax)-eps)3,3,4
3   kod=1
   return
4   ii=j+n*(j-2)
   it=ind-j
   do 5 k=j,n
   ii=ii+n
   ij=ii+it
   r=a(ii)
   a(ii)=a(ij)

```



```

      a(ij)=r
      a(ii)=a(ii)/emax
5     continue
      r=b(ind)
      b(ind)=b(j)
      b(j)=r/emax
      if(j-n)6,9,6
6     io=n*(j-1)
      do 8 ik=jy,n
        ikk=io+ik
        it=j-ik
        do 7 jk=jy,n
          ijk=n*(jk-1)+ik
          jkk=ijk+it
7     a(ijk)=a(ijk)-a(ikk)*a(jkk)
8     b(ik)=b(ik)-b(j)*a(ikk)
9     n1=n-1
      it=n*n
      do 10 j=1,n1
        ia=it-j
        ib=n-j
        ic=n
        do 10 k=1,j
          b(ib)=b(ib)-a(ia)*b(ic)
          ia=ia-n
          ic=ic-1
10    continue
      return
      end

      SUBROUTINE MINE(ii,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,t,t1,
*fi,s,v,vi,bsi,aria)
      dimension vi(41),aria(41),vld(10)
      dimension kl(20),vlam(20),vf(20),h(21),t1(21),s(21),v(21)
      vlam(2*ii-1)=kl(2*ii-1)*vld(ii)/10.
      vlam(2*ii)=kl(2*ii)*vld(ii)/10.
      if(kl(2*ii-1).eq.0)vlam(2*ii-1)=1.
      if(kl(2*ii).eq.0)vlam(2*ii)=1.
      if(vf(2*ii-1).eq.0)vf(2*ii-1)=1.
      if(vf(2*ii).eq.0)vf(2*ii)=1.
      ilc=42-4*kl(2*ii)
      i2c=41
      ik1=4*kl(2*ii-1)+1
      ik2=41-4*kl(2*ii)
      if(its.eq.2)go to 8
      nx=0
      if((kl(2*ii-1)+kl(2*ii)).eq.10)go to 9
      if(kl(2*ii-1).eq.0)go to 10
9     do 11 n=1,ik1
      x=.025*vld(ii)*(n-1)
      vi(n)=bi/12*(h(2*ii-1)-(h(2*ii-1)-h(2*ii))*(x/vlam(2*ii-1))
*** (ilam**.5)**3.
11     aria(n)=(bi**2*12*vi(n))**(1/3)
      if(kl(2*ii).eq.0)go to 10
15     do 12 n=ilc,i2c
      x=.025*vld(ii)*(41-n)
      vi(n)=bi/12*(h(2*ii+1)-(h(2*ii+1)-h(2*ii))*(x/vlam(2*ii))
*** (ilam**.5)**3
12     aria(n)=(bi**2*12*vi(n))**(1/3)
      if(kl(2*ii-1).eq.0)go to 13
      if((kl(2*ii-1)+kl(2*ii)).eq.10)go to 13
      nx=1

```

```

10      do 14 n=ik1,ik2
        aria(n)=bi*h(2*ii)
14      vi(n)=bi/12*h(2*ii)**3
        if(kl(2*ii).eq.0)go to 13
        if(nx.eq.1)go to 13
        go to 15
8       nx=0
        if((kl(2*ii-1)+kl(2*ii)).eq.10)go to 16
        if(kl(2*ii-1).eq.0)go to 17
16      do 18 n=1,ik1
        x=.025*vld(ii)*(n-1)
        tln=t1(2*ii-1)-(t1(2*ii-1)-t1(2*ii))*x/vlam(2*ii-1)
        if(x.gt.vf(2*ii-1))go to 19
        sn=s(2*ii-1)-(s(2*ii-1)-s(2*ii))*x/vf(2*ii-1)
        vn=v(2*ii-1)-(v(2*ii-1)-v(2*ii))*x/vf(2*ii-1)
        go to 20
19      sn=s(2*ii)
        vn=v(2*ii)
20      hn=h(2*ii-1)-(h(2*ii-1)-h(2*ii))*(x/vlam(2*ii-1))**(ilam*.5)
        bi=bsi-2*(hn-t)*sin(fi)/cos(fi)+sn/cos(fi)
        an=(bi*tln*(hn-tln/2)+bs*t*t/2+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn*(t+(hn-
*t-tln)/2)+nd*vn*(hn-t-tln)*(t+(hn-t-tln)/2))/
*(bi*tln+bs*t+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn+nd*vn*(hn-t-tln))
        aria(n)=bi*tln+bs*t+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn+nd*vn*(hn-t-tln)
        vi1=bi*tln**3/12+bi*tln*(hn-tln/2-an)**2
        vi2=bs*t**3/12+bs*t*(an-t/2)**2
        vi3=sn*(hn-t-tln)/cos(fi)/12*(((hn-t-tln)/cos(fi))**2+sn**2+(((
*hn-t-tln)/cos(fi))**2-sn**2)*cos(2*fi))+2*sn*(hn-t-tln)/cos(fi)*
*(t+(hn-t-tln)/2-an)**2
        vi4=nd*vn*(hn-t-tln)**3/12+nd*vn*(hn-t-tln)*(t+(hn-t-tln)/2-
*an)**2
18      vi(n)=vi1+vi2+vi3+vi4
        if(kl(2*ii).eq.0)go to 17
25      do 21 n=i1c,i2c
        x=.025*vld(ii)*(41-n)
        tln=t1(2*ii+1)-(t1(2*ii+1)-t1(2*ii))*x/vlam(2*ii)
        if(x.gt.vf(2*ii))go to 22
        sn=s(2*ii+1)-(s(2*ii+1)-s(2*ii))*x/vf(2*ii)
        vn=v(2*ii+1)-(v(2*ii+1)-v(2*ii))*x/vf(2*ii)
        go to 23
22      sn=s(2*ii)
        vn=v(2*ii)
23      hn=h(2*ii+1)-(h(2*ii+1)-h(2*ii))*(x/vlam(2*ii))**(ilam*.5)
        bi=bsi-2*(hn-t)*sin(fi)/cos(fi)+sn/cos(fi)
        an=(bi*tln*(hn-tln/2)+bs*t*t/2+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn*(t+(hn-
*t-tln)/2)+nd*vn*(hn-t-tln)*(t+(hn-t-tln)/2))/
*(bi*tln+bs*t+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn+nd*vn*(hn-t-tln))
        aria(n)=bi*tln+bs*t+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn+nd*vn*(hn-t-tln)
        vi1=bi*tln**3/12+bi*tln*(hn-tln/2-an)**2
        vi2=bs*t**3/12+bs*t*(an-t/2)**2
        vi3=sn*(hn-t-tln)/cos(fi)/12*(((hn-t-tln)/cos(fi))**2+sn**2+(((
*hn-t-tln)/cos(fi))**2-sn**2)*cos(2*fi))+2*sn*(hn-t-tln)/cos(fi)*
*(t+(hn-t-tln)/2-an)**2
        vi4=nd*vn*(hn-t-tln)**3/12+nd*vn*(hn-t-tln)*(t+(hn-t-tln)/2-
*an)**2
21      vi(n)=vi1+vi2+vi3+vi4
        if(kl(2*ii-1).eq.0)go to 13
        if((kl(2*ii-1)+kl(2*ii)).eq.10)go to 13
        nx=1
17      do 24 n=ik1,ik2
        tln=t1(2*ii)
        sn=s(2*ii)

```

```

vn=v(2*ii)
hn=h(2*ii)
bi=bsi-2*(hn-t)*sin(fi)/cos(fi)+sn/cos(fi)
an=(bi*tln*(hn-tln/2)+bs*t*t/2+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn*(t+(hn-
*t-tln)/2)+nd*vn*(hn-t-tln)*(t+(hn-t-tln)/2)/
*(bi*tln+bs*t+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn+nd*vn*(hn-t-tln))
aria(n)=bi*tln+bs*t+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn+nd*vn*(hn-t-tln)
vi1=bi*tln**3/12+bi*tln*(hn-tln/2-an)**2
vi2=bs*t**3/12+bs*t*(an-t/2)**2
vi3=sn*(hn-t-tln)/cos(fi)/12*((hn-t-tln)/cos(fi))**2+sn**2+(((
*hn-t-tln)/cos(fi))**2-sn**2)*cos(2*fi))+2*sn*(hn-t-tln)/cos(fi)*
*(t+(hn-t-tln)/2-an)**2
vi4=nd*vn*(hn-t-tln)**3/12+nd*vn*(hn-t-tln)*(t+(hn-t-tln)/2-
*an)**2
24 vi(n)=vi1+vi2+vi3+vi4
if(kl(2*ii).eq.0)go to 13
if(nx.eq.1) go to 13
go to 25
13 return
end

SUBROUTINE LINIEX(ii,vi,e,ndes,dep,d,al,bl,x,vld,*)
dimension vi(41),dep(401,9),d(9,9),al(81)
dimension bl(9),x(9,401),vld(10)
if(ii.eq.1)go to 60
j=ii-1
go to 61
60 j=ii
61 do 62 ni=2,40
k=ni+40*(ii-1)
do 62 im=1,41
if(im.eq.1.or.im.eq.41) go to 63
ks=im/2
if(im.eq.2*ks) go to 64
ku=2
go to 65
64 ku=4
go to 65
63 ku=1
65 vic=vi(im)
if(j.ne.ii)go to 70
if(ni.gt.2)go to 71
d(j,j)=d(j,j)+.025*vld(ii)/3/e/vic*ku*(.025*(im-1))**2
71 if(im.le.ni) go to 72
dep(k,j)=dep(k,j)+.025*vld(ii)/3/e/vic*ku*.025*(im-1)*
*.000625*(ni-1)*(41-im)*vld(ii)
go to 62
72 dep(k,j)=dep(k,j)+.025*vld(ii)/3/e/vic*ku*.025*(im-1)**2
*.000625*(41-ni)*vld(ii)
go to 62
70 if(ni.gt.2)go to 73
d(j,j)=d(j,j)+.025*vld(ii)/3/e*ku*(.025*(41-im))**2/vic
d(ii,j)=d(ii,j)+.025*vld(ii)/3/e/vic*ku*.025*(41-im)*.025*(im-1)
d(j,ii)=d(ii,j)
73 if(im.le.ni) go to 74
dep(k,j)=dep(k,j)+.025*vld(ii)/3/e/vic*ku*.025*(41-im)**2
*.000625*(ni-1)*vld(ii)
go to 62
74 dep(k,j)=dep(k,j)+.025*vld(ii)/3/e/vic*ku*.025*(41-im)*
*.000625*(im-1)*vld(ii)*(41-ni)
62 continue
if(ii,eq.ndes)go to 77

```

```

        if(j.eq.ii) return 1
        go to 60
77      n2d=(ndes-1)**2
        do 31 l=1,n2d
31      a1(l)=0.
        ndesr=ndes-1
        do 32 l=1,ndesr
32      b1(l)=0.
        n3d=41+40*(ndes-1)
        do 33 k=1,n3d
        do 34 l=1,ndesr
        b1(l)=-dep(k,l)
        do 54 i=1,ndesr
        a1(i+(l-1)*(ndes-1))=d(i,l)
54      continue
34      continue
        CALL RESOL(a1,b1,ndesr,kod,.1e-25)
        do 36 l=1,ndesr
36      x(l,k)=b1(l)
33      continue
        return
        end

SUBROUTINE SAG(ii,npt,lik,lki,kil,vld,eta0,e,vi,n1d,eta,dep,x)
real mp1,mp2,m11,m12
dimension vld(10),dep(401,9),vi(41),eta0(401),x(9,401),eta(401)
ndes=n1d+1
if(lik.eq.41)ndes=1
do 1 k=1,lik
1  eta0(k)=0.
do 2 k=lki,kil
do 2 n=2,41
if(n.le.(npt-40*ii+40))go to 3
m11=(npt-40*ii+39)*.000625*(42-n)*vld(ii)
m12=m11/(42-n)*(41-n)
go to 4
3  m11=(40*ii+1-npt)*.000625*(n-2)*vld(ii)
m12=(40*ii+1-npt)*.000625*(n-1)*vld(ii)
4  if(n.le.(k-40*ii+40))go to 5
mp1=(k-40*ii+39)*(42-n)*.000625*vld(ii)
mp2=mp1/(42-n)*(41-n)
go to 22
5  i400=40*ii+1-k
n200=n-2
mp1=i400*n200*.000625*vld(ii)
n100=n-1
mp2=i400*n100*.000625*vld(ii)
22  eta0(k)=eta0(k)+.025*vld(ii)/6/e*((2*m11+m12)*
*mp1/vi(n-1)+(m11+2*m12)*mp2/vi(n))
2  continue
do 7 k=1,lik
eta(k)=eta0(k)
do 6 l=1,n1d
6  eta(k)=eta(k)+dep(npt,l)*x(l,k)
eta(k)=eta(k)*1000.
7  continue
write(2,42)npt
write(*,42)npt
42  format(/t20,'LINIA de influenta a s@getii in sectiunea',i4/
*t35,'ordonate * 1000'/t20,45(''))
CALL TIP(ndes,eta)
return

```

```

end
SUBROUTINE EGREP(vld,aria,eta,gre,ip,gama)
dimension vld(10),aria(41),eta(401)
do 1 j=1,41
fe=1.
if(jp.eq.1.or.jp.eq.41)fe=2.
be=.025/fe*vld(ip)
1 gre=gre+aria(jp)*gama*be*eta((ip-1)*40+jp)
return
end

SUBROUTINE LIRETA(eta,eta0,x,vld,ndes,aria,gama,ilam,
*its,nd,vlam,vf,h,bs,bi,t,tl,fi,s,v,vi,bsi,kl,nlint,nrez)
dimension eta(401),eta0(401),x(9,401),a(401),vld(10)
dimension aria(41),kl(20),vlam(20),vf(20),h(21)
dimension tl(21),s(21),v(21),vi(41),nrez(11)
kbl=1+40*ndes
ki=1
if(nlint.eq.0)go to 101
ix=1
107 if(nrez(ix).eq.1) go to 104
1071 i=nrez(ix)-1
go to 105
104 i=nrez(ix)
go to 105
101 i=1
105 ka=1+40*(i-1)
kb=41+40*(i-1)
if(i.eq.1) go to 2
if(i.eq.ndes)ki=0
ik=1
go to 5
2 ik=0
ki=1
5 j=2
if(nlint.eq.0)go to 108
if(i.eq.nrez(ix))j=1
go to 109
108 j=1
109 do 3 k=1,kbl
eta(k)=0
3 eta0(k)=0
if(i.eq.1)go to 300
ipp=i-1
go to 301
300 ipp=1
301 do 6 l=ka,kb
eta0(l)=(2-j)-(l-40*(i-1)-1)*.025
6 do 7 l=1,kbl
eta(l)=eta0(l)-(x(ipp,l)*ik-x(i,l)*ki)/vld(i)
7 if((i.eq.1).and.(j.eq.1))go to 8
if((i.eq.ndes).and.(j.eq.2)) go to 9
if(j.eq.1) go to 10
ii=i+1
write(2,11)ii
11 write(*,11)ii
format(/t20,'LINIA de influenta a forte i taietoare'/
*t30,'in stanga reazemului',i3/t29,21(' '*))
call TIP(ndes,eta)
gre=0.
do 800 ip=1,ndes
call MINI(ip,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,

```

```
*t,t1,fi,s,v,vi,bsi,aria)
800 call EGREP(vld,aria,eta,gre,ip,gama)
    write(2,801)ii,gre
    write(*,801)ii,gre
801 format(t15,'** forja taietoare din greutate proprie'
*/t26,'in stinga reazemului',i3,' este',f10.2,' kN')
do 12 k=1,kbl
12 a(k)=-eta(k)
go to 106
write(2,13)
write(*,13)
13 format(/t20,'LINIA de influenta a forte i taietoare '
*, 'in dreapta'/t20,'reazemului 1 este identica cu cea'
*, ' a reactiunii 1'/t33,35('*'))
pause 'T1'
call TIP(ndes,eta)
gre=0.
do 802 ip=1,ndes
call MINI(ip,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,
802 *t,t1,fi,s,v,vi,bsi,aria)
call EGREP(vld,aria,eta,gre,ip,gama)
write(2,803)gre
write(*,803)gre
803 format(t15,'** forja taietoare si reactiunea din greutate'
*/t28,'proprie in reazemul 1 sint',f10.2,' kN')
go to 106
9 iu=ndes+1
write(2,14)iu,iu
write(*,14)iu,iu
14 format(/t20,'LINIA de influenta a forte i taietoare in stinga'/
*t20,'reazemului',i3,' este identica cu cea a reactiunii',i3/
*t33,'luata cu semn schimbat'/t33,22('*'))
pause 't2s'
gre=0.
call TIP(ndes,eta)
do 804 ip=1,ndes
call MINI(ip,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,
804 *t,t1,fi,s,v,vl,bsl,aria)
call EGREP(vld,aria,eta,gre,ip,gama)
write(2,805)iu,iu,gre
write(*,805)iu,iu,gre
805 format(t15,'** forja taietoare din greutate proprie'
*/t20,'in stinga reazemului',i3,' si reactiunea',i3,/
*t27,'luata cu semn schimbat sint',f10.2,' kN')
go to 106
10 write(2,15)i
write(*,15)i
15 format(/t15,'LINIA de influenta a forte i taietoare in dreapta'
*/t32,'reazemului',i3/t32,12('*'))
pause 't2d'
call TIP(ndes,eta)
gre=0.
do 806 ip=1,ndes
call MINI(ip,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,
806 *t,t1,fi,s,v,vi,bsl,aria)
call EGREP(vld,aria,eta,gre,ip,gama)
write(2,807)i,gre
write(*,807)i,gre
807 format(t15,'** forja taietoare din greutate proprie',
* ' in dreapta'/t38,'reazemului',i3,' este',f10.2,' kN')
do 16 k=1,kbl
16 a(k)=a(k)+eta(k)
```

```

        a((i-1)*40+1)=1.
        write(2,17)i
        write(*,17)i
17      format(/t20,'LINIA de influenta a reactiunii',i3/t20,35('*'))
        pause 'r2'
        CALL TIP(ndes,a)
        gre=0.
        do 808 ip=1,ndes
            call MIN1(ip,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,
            *t,tl,fi,s,v,vi,bsi,aria)
808      call EGREP(vld,aria,a,gre,ip,gama)
            write(2,809)i,gre
            write(*,809)i,gre
809      format(t15,'** Reactiunea din greutate proprie'/
            *t38,'in reazemul',i3,' este',f10.2,' kN')
            do 18 k=1,kb1
18          a(k)=0.
106         if(nlint.eq.0)go to 4
            if(nrez(ix).eq.1)go to 1070
            if(i.eq.ndes) go to 1070
            if(i.eq.(nrez(ix)-1))go to 104
            go to 1070
4           if(j.eq.2) go to 40
            j=2
            go to 109
40          if(i.eq.ndes)go to 103
            i=i+1
            go to 105
1070         if(ix.eq.nlint)go to 103
            ix=ix+1
            go to 1071
103         return
            end
            SUBROUTINE TIP(ndes,ett)
            dimension ett(401)
            do 100 i=1,ndes
                write(2,1) i
                write(*,1)i
1           format(t20,'Deschiderea',i3,' (nr. sectiune / ordonata)'/
                *t20,40('-'))
                do 200 j=(i-1)*40+1,i*40,4
                    write(2,2) (j1,ett(j1),j1=j,j+3)
                    write(*,2) (j1,ett(j1),j1=j,j+3)
2           format(t11,4(i3,'/',f11,7,lx))
                continue
                write(2,3)
                write(*,3)
            pause 'in tip'
100         continue
                write(2,2)j,ett(j)
                write(*,2)j,ett(j)
                write(2,3)
                write(*,3)
3           format(/)
                return
            end
            SUBROUTINE MIN1(ii,kl,ilam,its,nd,vld,vlam,vf,h,bs,bi,t,tl,
            *fi,s,v,vi,bsi,aria)
            dimension vi(41),aria(41),vld(10)
            dimension kl(20),vlam(20),vf(20),h(21),tl(21),s(21),v(21)
            vlam(2*ii-1)=kl(2*ii-1)*vld(ii)/10.
            vlam(2*ii)=kl(2*ii)*vld(ii)/10.

```

```

if(kl(2*ii-1).eq.0)vlam(2*ii-1)=1.
if(kl(2*ii).eq.0)vlam(2*ii)=1.
if(vf(2*ii-1).eq.0)vf(2*ii-1)=1.
if(vf(2*ii).eq.0)vf(2*ii)=1.
ilc=42-4*kl(2*ii)
i2c=41
ik1=4*kl(2*ii-1)+1
ik2=41-4*kl(2*ii)
if(its.eq.2)go to 8
nx=0
if((kl(2*ii-1)+kl(2*ii)).eq.10)go to 9
if(kl(2*ii-1).eq.0)go to 10
9 do 11 n=1,ik1
x=.025*vld(ii)*(n-1)
vi(n)=bi/12*(h(2*ii-1)-(h(2*ii-1)-h(2*ii))*(x/vlam(2*ii-1))
***(ilam**.5)**3.
11 aria(n)=(bi**2*12*vi(n))**(1/3)
if(kl(2*ii).eq.0)go to 10
15 do 12 n=ilc,i2c
x=.025*vld(ii)*(41-n)
vi(n)=bi/12*(h(2*ii+1)-(h(2*ii+1)-h(2*ii))*(x/vlam(2*ii))
***(ilam**.5)**3
12 aria(n)=(bi**2*12*vi(n))**(1/3)
if(kl(2*ii-1).eq.0)go to 13
if((kl(2*ii-1)+kl(2*ii)).eq.10)go to 13
nx=1
10 do 14 n=ik1,ik2
aria(n)=bi*h(2*ii)
14 vi(n)=bi/12*h(2*ii)**3
if(kl(2*ii).eq.0)go to 13
if(nx.eq.1)go to 13
go to 15
8 nx=0
if((kl(2*ii-1)+kl(2*ii)).eq.10)go to 16
if(kl(2*ii-1).eq.0)go to 17
16 do 18 n=1,ik1
x=.025*vld(ii)*(n-1)
tln=t1(2*ii-1)-(t1(2*ii-1)-t1(2*ii))*x/vlam(2*ii-1)
if(x.gt.vf(2*ii-1))go to 19
sn=s(2*ii-1)-(s(2*ii-1)-s(2*ii))*x/vf(2*ii-1)
vn=v(2*ii-1)-(v(2*ii-1)-v(2*ii))*x/vf(2*ii-1)
go to 20
19 sn=s(2*ii)
vn=v(2*ii)
20 hn=h(2*ii-1)-(h(2*ii-1)-h(2*ii))*(x/vlam(2*ii-1))**(ilam*.5)
bi=bsi-2*(hn-t)*sin(fi)/cos(fi)+sn/cos(fi)
18 aria(n)=bi*tln+bs*t+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn+nd*vn*(hn-t-tln)
if(kl(2*ii).eq.0)go to 17
25 do 21 n=ilc,i2c
x=.025*vld(ii)*(41-n)
tln=t1(2*ii+1)-(t1(2*ii+1)-t1(2*ii))*x/vlam(2*ii)
if(x.gt.vf(2*ii))go to 22
sn=s(2*ii+1)-(s(2*ii+1)-s(2*ii))*x/vf(2*ii)
vn=v(2*ii+1)-(v(2*ii+1)-v(2*ii))*x/vf(2*ii)
go to 23
22 sn=s(2*ii)
vn=v(2*ii)
23 hn=h(2*ii+1)-(h(2*ii+1)-h(2*ii))*(x/vlam(2*ii))**(ilam*.5)
bi=bsi-2*(hn-t)*sin(fi)/cos(fi)+sn/cos(fi)
21 aria(n)=bi*tln+bs*t+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn+nd*vn*(hn-t-tln)
if(kl(2*ii-1).eq.0)go to 13
if((kl(2*ii-1)+kl(2*ii)).eq.10)go to 13

```



```

nx=1
17 do 24 n=ik1,ik2
    tln=t1(2*ii)
    sn=s(2*ii)
    vn=v(2*ii)
    hn=h(2*ii)
    bi=bsi-2*(hn-t)*sin(fi)/cos(fi)+sn/cos(fi)
24  aria(n)=bi*tln+bs*t+2*(hn-t-tln)/cos(fi)*sn+nd*vn*(hn-t-tln)
    if(kl(2*ii).eq.0)go to 13
    if(nx.eq.1) go to 13
    go to 25
13  return
end

```

5.3.11.2. Exemplu de utilizare a programului LINFA

Se propune spre exemplificare soluționarea unei structuri tip grindă continuă cu 5 deschideri oarecare si a cărei secțiune transversală este de tip cheson monocelular ce are înălțimea variabilă parabolic, după modul prezentat în figura 5.26. Caracteristicile geometrice ce trebuie avute în vedere pentru corecta rulare a programului, sunt nominalizate în figura indicată.

▪ Fișier date de intrare

```

exemplu de rulare program LINFA
5 deschideri, vute parabolice, sect. cheson
1,5,1,2,
60.,150.,30.,130.,80.,
0,10,4,4,5,5,5,10,0,
6.6,12.,.28,.1396,0,
2.5,2.5,5.,3.,5.,4.,5.,3.,5.,3.,3.,
.2,.2,.6,.2,.6,.3,.6,.2,.6,.2,.2,
.35,.35,.5,.3,.5,.4,.5,.35,.5,.35,.35,
0.,
0.,60.,60.,60.,15.,15.,65.,65.,80.,0.,
1,
61,
1,
2,
27000.,25000.,

```

▪ Fișier date de ieșire

L I N I I D E I N F L U E N T A

pt. GRINZI CONTINUE

autor: ing. Adrian BOTA
adaptare PC - 1992 -

- * ordonate pt.: - momente incovoietoare
- forte taietoare
- reactiuni
- s@geti
- * valori pt. eforturi si deformatiile
din greutate proprie

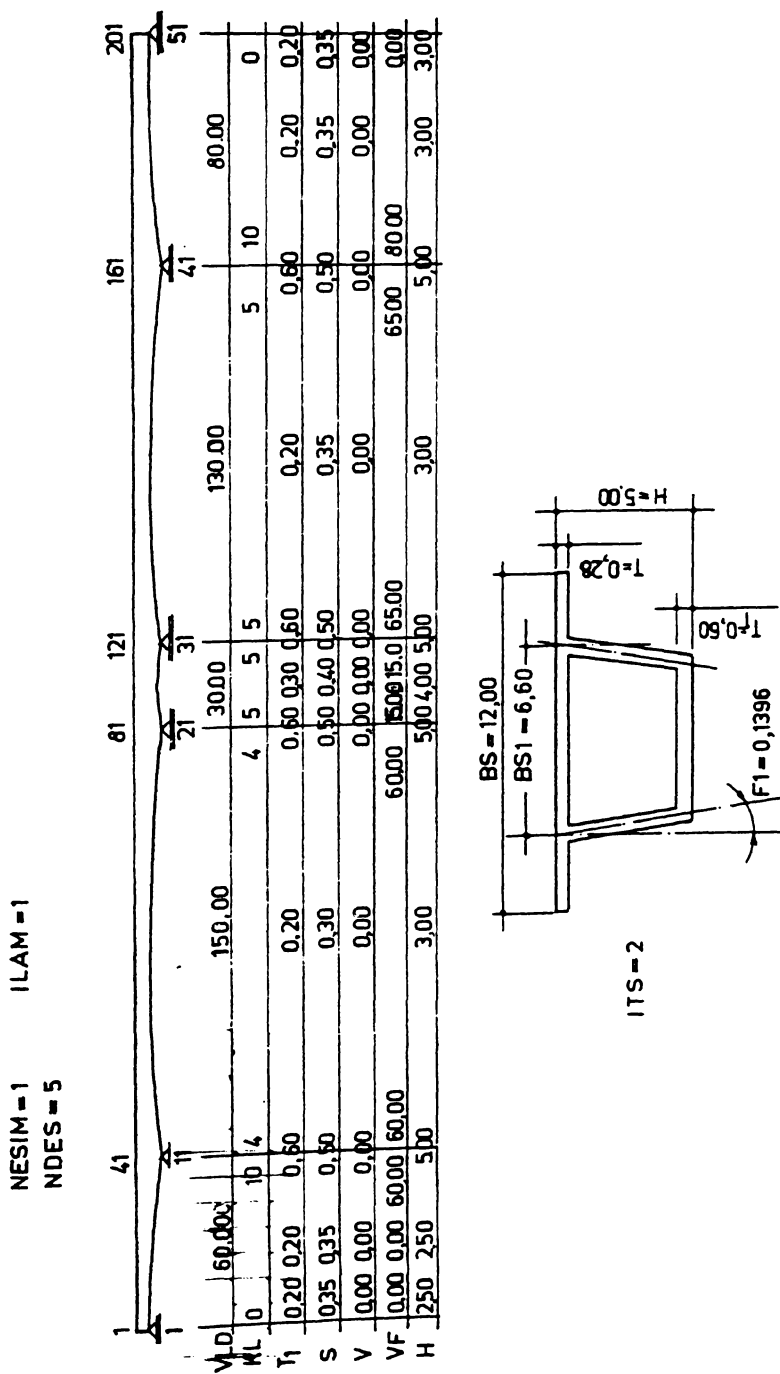


Fig. 5.26 – Caracteristici geometrice longitudinale și transversale

DATE DE INTRARE

preluate din fisierul: exlin1

exemplu de rulare program LINFA
5 deschideri, vute parabolice, sect. che

Structura nesimetrica
numar deschideri: 5
Vute parabolice

Elemente geometrice longitudinale:

Desc nr	Lungime (m)	Lung vuta (.1*1)	Lung var gr per (m)	Sect	Inalt sect (m)	Grosime (m)		
						placa inf	pereti ext	pereti int
1	60.00	0	0.00	R	2.50	0.20	0.35	0.00
2	150.00	10	60.00	C	2.50	0.20	0.35	0.00
3	30.00	4	60.00	C	3.00	0.20	0.30	0.00
		5	15.00	R	5.00	0.60	0.50	0.00
4	130.00	5	15.00	C	4.00	0.30	0.40	0.00
		5	65.00	R	5.00	0.60	0.50	0.00
5	80.00	5	65.00	C	3.00	0.20	0.35	0.00
		10	80.00	R	5.00	0.60	0.50	0.00
		0	0.00	C	3.00	0.20	0.35	0.00
				R	3.00	0.20	0.35	0.00

sectiune cheson

latime placa superioara=12.00 m

baza superioara cheson= 6.60 m

grosime placa superioara= 0,28 m

num@r pereti interiori= 0

inclinare pereti exteriori=.1396 rad

Modul de elasticitate= 27000. N/mm2

Greutate specifica material= 25000. N/m3

Linile de influenta pentru momente

si sageti se determina in sectiunile:

61

Linile de influenta pentru reactiuni

si forte taietoare se determina in reazemele:

2

ORDONATELE LINIILOR DE influenta SOLICITATE

(extras realizat de catre doctorand pentru exemplificare)

LINIA de influenta a momentului incovoietor

in sectiunea 61

Deschiderea 1 (nr. sectiune / ordonata)

1/ 0.0000000	2/ -0.0786089	3/ -0.1563790	4/ -0.2333509
5/ -0.3080404	6/ -0.3812786	7/ -0.4510530	8/ -0.5188415
33/ -0.6547671	34/ -0.5909860	35/ -0.5202930	36/ -0.4462165
37/ -0.3655396	38/ -0.2816583	39/ -0.1915928	40/ -0.0985718

Deschiderea 2 (nr. sectiune / ordonata)

41/	0.0000000	42/	0.2566842	43/	0.5516622	44/	0.8685553
45/	1.2345799	46/	1.6278627	47/	2.0812852	48/	2.5677588
73/	2.5016994	74/	1.9702673	75/	1.5303879	76/	1.1330070
77/	0.8143754	78/	0.5320930	79/	0.3165376	80/	0.1312940

Deschiderea 3 (nr. sectiune / ordonata)

81/	0.0000000	82/	-0.0237360	83/	-0.0456400	84/	-0.0666047
85/	-0.0856627	86/	-0.1037586	87/	-0.1199202	88/	-0.1351124
113/	-0.0967442	114/	-0.0849547	115/	-0.0729297	116/	-0.0608227
117/	-0.0486182	118/	-0.0363962	119/	-0.0241973	120/	-0.0120367

Deschiderea 4 (nr. sectiune / ordonata)

121/	0.0000000	122/	0.0512540	123/	0.0989527	124/	0.1447459
125/	0.1865366	126/	0.2262482	127/	0.2616723	128/	0.2948984
153/	0.1466185	154/	0.1247738	155/	0.1040238	156/	0.0838859
157/	0.0650770	158/	0.0469727	159/	0.0303308	160/	0.0144320

Deschiderea 5 (nr. sectiune / ordonata)

161/	0.0000000	162/	-0.0085643	163/	-0.0165785	164/	-0.0243051
165/	-0.0314387	166/	-0.0382688	167/	-0.0444815	168/	-0.0503811
193/	-0.0464803	194/	-0.0413426	195/	-0.0358844	196/	-0.0302840
197/	-0.0244376	198/	-0.0184892	199/	-0.0123819	200/	-0.0062196
201/	0.0000000						

** Momentul incovoietor din greutate proprie

in sectiunea 61 este 133262.61 kNm

LINIA de influenta a sagetii in sectiunea 61
ordonate * 1000

Deschiderea 1 (nr. sectiune / ordonata)

1/	0.0000000	2/	-0.0007750	3/	-0.0015417	4/	-0.0023006
5/	-0.0030369	6/	-0.0037590	7/	-0.0044469	8/	-0.0051152
33/	-0.0064553	34/	-0.0058265	35/	-0.0051295	36/	-0.0043992
37/	-0.0036038	38/	-0.0027768	39/	-0.0018889	40/	-0.0009718

Deschiderea 2 (nr. sectiune / ordonata)

41/	0.0000000	42/	0.0025354	43/	0.0054179	44/	0.0084476
45/	0.0118472	46/	0.0153477	47/	0.0192123	48/	0.0231039
73/	0.0211696	74/	0.0172133	75/	0.0137811	76/	0.0104690
77/	0.0077044	78/	0.0051305	79/	0.0030998	80/	0.0012992

Deschiderea 3 (nr. sectiune / ordonata)

81/	0.0000000	82/	-0.0002340	83/	-0.0004500	84/	-0.0006567
85/	-0.0008445	86/	-0.0010229	87/	-0.0011823	88/	-0.0013321
113/	-0.0009538	114/	-0.0008376	115/	-0.0007190	116/	-0.0005996
117/	-0.0004793	118/	-0.0003588	119/	-0.0002386	120/	-0.0001187

Deschiderea 4 (nr. sectiune / ordonata)

121/	0.0000000	122/	0.0005053	123/	0.0009756	124/	0.0014270
125/	0.0018390	126/	0.0022306	127/	0.0025798	128/	0.0029074
153/	0.0014455	154/	0.0012301	155/	0.0010256	156/	0.0008270
157/	0.0006416	158/	0.0004631	159/	0.0002990	160/	0.0001423

Deschiderea 5 (nr. sectiune / ordonata)

161/	0.0000000	162/	-0.0000844	163/	-0.0001634	164/	-0.0002396
165/	-0.0003100	166/	-0.0003773	167/	-0.0004385	168/	-0.0004967
193/	-0.0004582	194/	-0.0004076	195/	-0.0003538	196/	-0.0002986
197/	-0.0002409	198/	-0.0001823	199/	-0.0001221	200/	-0.0000613
201/	0.0000000						

** sageata din greutate proprie

in sectiunea 61 este 0.8232 m

LINIA de influenta a fortei taietoare

in stinga reazemului 2

Deschiderea 1 (nr. sectiune / ordonata)

1/	0.0000000	2/	-0.0313896	3/	-0.0627110	4/	-0.0939675
5/	-0.1250385	6/	-0.1559915	7/	-0.1866630	8/	-0.2171730
33/	-0.8532215	34/	-0.8730371	35/	-0.8922910	36/	-0.9112698
37/	-0.9297122	38/	-0.9478940	39/	-0.9655733	40/	-0.9830123

Deschiderea 2 (nr. sectiune / ordonata)

41/	-1.0000000	42/	-0.0416359	43/	-0.0803151	44/	-0.1173894
45/	-0.1510576	46/	-0.1829400	47/	-0.2111075	48/	-0.2373546
73/	-0.0739746	74/	-0.0598618	75/	-0.0474559	76/	-0.0359362
77/	-0.0262301	78/	-0.0174390	79/	-0.0104681	80/	-0.0043870

Deschiderea 3 (nr. sectiune / ordonata)

81/	0.0000000	82/	0.0007931	83/	0.0015250	84/	0.0022255
85/	0.0028623	86/	0.0034670	87/	0.0040070	88/	0.0045146
113/	0.0032326	114/	0.0028386	115/	0.0024368	116/	0.0020323
117/	0.0016245	118/	0.0012161	119/	0.0008085	120/	0.0004022

Deschiderea 4 (nr. sectiune / ordonata)

121/	0.0000000	122/	-0.0017126	123/	-0.0033064	124/	-0.0048365
125/	-0.0062329	126/	-0.0075598	127/	-0.0087434	128/	-0.0098536
153/	-0.0048991	154/	-0.0041691	155/	-0.0034758	156/	-0.0028029
157/	-0.0021745	158/	-0.0015695	159/	-0.0010135	160/	-0.0004822

Deschiderea 5 (nr. sectiune / ordonata)

161/	0.0000000	162/	0.0002862	163/	0.0005539	164/	0.0008121
------	-----------	------	-----------	------	-----------	------	-----------

165/	0.0010505	166/	0.0012787	167/	0.0014863	168/	0.0016834
.
193/	0.0015531	194/	0.0013814	195/	0.0011990	196/	0.0010119
197/	0.0008165	198/	0.0006178	199/	0.0004137	200/	0.0002078
201/	0.0000000						

** forta taietoare din greutate proprie
in stanga reazemului 2 este -12835.10 kN

LINIA de influenta a fortei taietoare in dreapta
reazemului 2

Deschiderea 1 (nr. sectiune / ordonata)

1/	0.0000000	2/	0.0040635	3/	0.0080837	4/	0.0120626
5/	0.0159236	6/	0.0197095	7/	0.0233163	8/	0.0268205
.
33/	0.0338469	34/	0.0305499	35/	0.0268956	36/	0.0230663
37/	0.0188959	38/	0.0145598	39/	0.0099040	40/	0.0050955

Deschiderea 2 (nr. sectiune / ordonata)

41/	1.0000000	42/	0.9867312	43/	0.9716076	44/	0.9554923
45/	0.9373071	46/	0.9180568	47/	0.8966365	48/	0.8741205
.
73/	0.0925356	74/	0.0741597	75/	0.0583699	76/	0.0438557
77/	0.0318424	78/	0.0210457	79/	0.0125949	80/	0.0052602

Deschiderea 3 (nr. sectiune / ordonata)

81/	0.0000000	82/	-0.0009510	83/	-0.0018285	84/	-0.0026685
85/	-0.0034320	86/	-0.0041570	87/	-0.0048045	88/	-0.0054132
.
113/	-0.0038760	114/	-0.0034036	115/	-0.0029219	116/	-0.0024368
117/	-0.0019478	118/	-0.0014582	119/	-0.0009694	120/	-0.0004822

Deschiderea 4 (nr. sectiune / ordonata)

121/	0.0000000	122/	0.0020535	123/	0.0039645	124/	0.0057991
125/	0.0074734	126/	0.0090645	127/	0.0104837	128/	0.0118149
.
153/	0.0058742	154/	0.0049990	155/	0.0041676	156/	0.0033608
157/	0.0026073	158/	0.0018819	159/	0.0012152	160/	0.0005782

Deschiderea 5 (nr. sectiune / ordonata)

161/	0.0000000	162/	-0.0003431	163/	-0.0006642	164/	-0.0009738
165/	-0.0012596	166/	-0.0015332	167/	-0.0017821	168/	-0.0020185
.
193/	-0.0018622	194/	-0.0016564	195/	-0.0014377	196/	-0.0012133
197/	-0.0009791	198/	-0.0007408	199/	-0.0004961	200/	-0.0002492
201/	0.0000000						

** forta taietoare din greutate proprie in dreapta
reazemului 2 este 14602.76 kN

LINIA de influenta a reactiunii 2

Deschiderea 1 (nr. sectiune / ordonata)

1/	0.0000000	2/	0.0354531	3/	0.0707947	4/	0.1060301
5/	0.1409620	6/	0.1757009	7/	0.2099793	8/	0.2439935
33/	0.8870684	34/	0.9035870	35/	0.9191866	36/	0.9343362
37/	0.9486081	38/	0.9624538	39/	0.9754773	40/	0.9881077

Deschiderea 2 (nr. sectiune / ordonata)

41/	1.0000000	42/	1.0283672	43/	1.0519227	44/	1.0728817
45/	1.0883647	46/	1.1009969	47/	1.1077441	48/	1.1114751
73/	0.1665102	74/	0.1340215	75/	0.1058258	76/	0.0797919
77/	0.0580726	78/	0.0384847	79/	0.0230630	80/	0.0096472

Deschiderea 3 (nr. sectiune / ordonata)

81/	0.0000000	82/	-0.0017441	83/	-0.0033535	84/	-0.0048940
85/	-0.0062943	86/	-0.0076240	87/	-0.0088115	88/	-0.0099278
113/	-0.0071086	114/	-0.0062423	115/	-0.0053587	116/	-0.0044691
117/	-0.0035724	118/	-0.0026743	119/	-0.0017780	120/	-0.0008844

Deschiderea 4 (nr. sectiune / ordonata)

121/	0.0000000	122/	0.0037660	123/	0.0072708	124/	0.0106356
125/	0.0137063	126/	0.0166242	127/	0.0192271	128/	0.0216685
153/	0.0107732	154/	0.0091681	155/	0.0076434	156/	0.0061638
157/	0.0047817	158/	0.0034515	159/	0.0022286	160/	0.0010604

Deschiderea 5 (nr. sectiune / ordonata)

161/	0.0000000	162/	-0.0006293	163/	-0.0012182	164/	-0.0017859
165/	-0.0023100	166/	-0.0028119	167/	-0.0032684	168/	-0.0037019
197/	-0.0017956	198/	-0.0013585	199/	-0.0009098	200/	-0.0004570
201/	0.0000000						

** Reactiunea din greutate proprie
 în reazemul 2 este 26716.80 kN

5.3.11.3. Interfața cu utilizatorul

Varianta evoluată a programului de calcul LINFA a fost dotată de către doctorand cu o interfață utilizator realizată în VISUAL C** [19].

Această interfață este atrăgătoare ca și prezentare, de asemenea prezintă o serie de facilități de rulare a programului, ea permițând introducerea facilă a datelor și obținerea de informații despre starea de eforturi și deformații din structură sub încărcarea cu diferite convoaie în poziție fixă sau aflate într-un proces de deplasare.

Prin completarea câmpului **Nume**, structura supusă calculului este individualizată, fiind posibilă și reținerea câtorva date sumare specifice ei sau modului de încărcare. În figura 5.27 se prezintă caseta de dialog, prin care utilizatorul este chestionat asupra simetriei structurii, a tipului de secțiune transversală și a formei vutei. Se cere de asemenea precizarea caracteristicilor materialelor din care este realizată structura, precum și alegerea secțiunilor în care se vor determina momentele încovoietoare și reacțiunile.

Fig. 5.27

Pentru fiecare deschidere în parte se cere precizarea caracteristicilor secțiunii transversale pentru care a optat utilizatorul (tip cheson sau dreptunghiulară).

În figura 5.28 este prezentată, spre exemplificare, caseta de dialog prin care se cere introducerea datelor caracteristice unei secțiuni cheson cu trei celule specifică mijlocului deschiderii 1 (C1). Pentru deschiderea în discuție se fac precizări referitoare la caracteristicile geometrice ale grinzii în lungul ei. Cu ajutorul cursorului se parcurge grinda în succesiunea reazem-câmp-reazem etc, pe toată lungimea structurii.

Fig. 5.28

Validarea datelor introduse anterior conduce la apariția casetei prezentate în figura 5.27, unde prin opțiunea **Calcul** se activează caseta din figura 5.29.

Aici devine posibilă alegerea uneia dintre secțiunile de calcul propusă în lista din caseta

specifică, selectarea tipului solicitării sau a deformației pentru care se calculează ordonatele liniilor de influență și alegerea tipului de convoi de calcul, care poate să fie standardizat sau generat de către utilizator. Prin activarea tastelor "+" sau "-" convoiul se poziționează în mod automat așa fel încât să se încarce numai deschiderile care au ordonate pozitive respectiv negative.

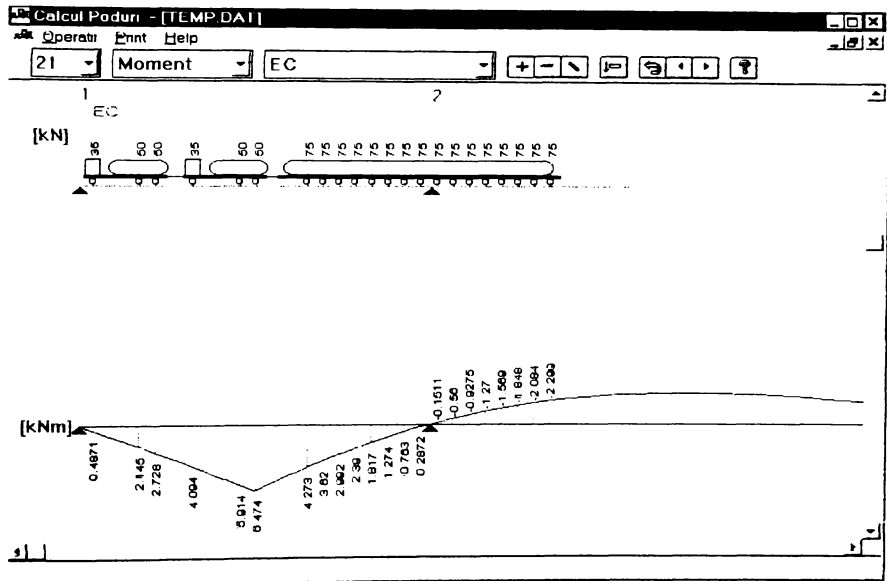


Fig. 5.29

Tasta "V" permite încărcarea în întregime a structurii. Valoarea maximă a efortului/deformației se poate determina prin activarea tastei "S", care va poziționa convoiul de calcul în poziția corespunzătoare acestei opțiuni.

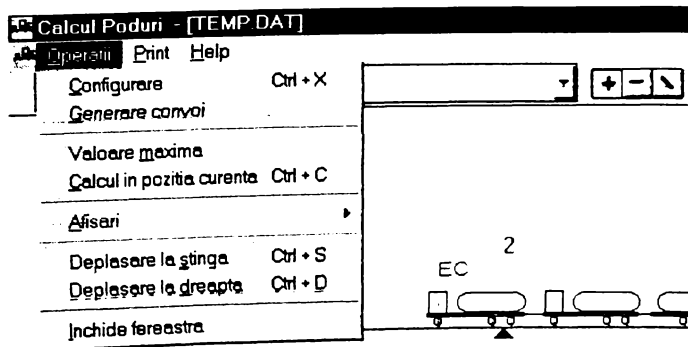


Fig. 5.30

Studierea modului de variație a eforturilor sau deformațiilor pentru diferite poziții ale convoiului, se poate face prin deplasarea "manuală" a acestuia pas cu pas (mărimea pasului este opțională), fiind afișate la cerere mărimile calculate și caracteristicile convoiului.

Prin activarea opțiunii **Operatii** se deschide un meniu dinamic de comenzi prezentat în figura 5.30, fiind posibilă printre altele și definirea unor convoaie "utilizator". Comanda **Configurare** permite alegerea pasului de deplasare "manuală" a convoiului, precum și scalarea imaginii din figura 5.29 după două direcții, așa fel încât să se poată evidenția elementele liniei de influență.

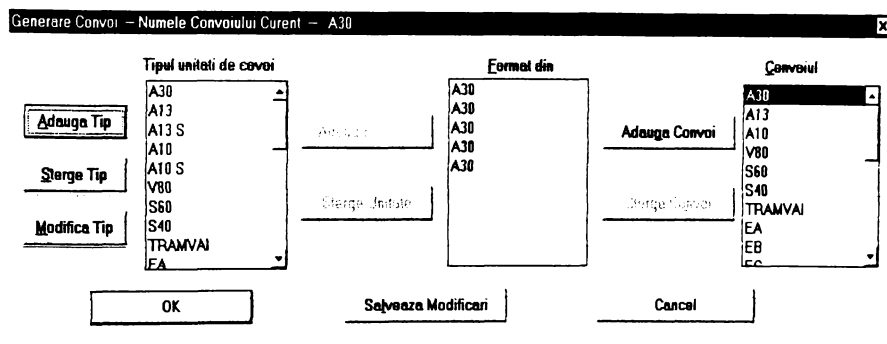


Fig. 5.31

Modul de generare al unui convoi de calcul este redat în fereastra de dialog reprodusă în figura 5.31. Este posibilă alcătuirea unui convoi din vehicule (unități, ex: A30) standard sau definite de către utilizator.

Valorile obținute prin efectuarea calculelor pentru diferite secțiuni ale structurii, corespunzătoare pozițiilor specificate de către utilizator pentru convoiul de încărcări, se prezintă sintetic în caseta de dialog vizualizată în figura 5.32.

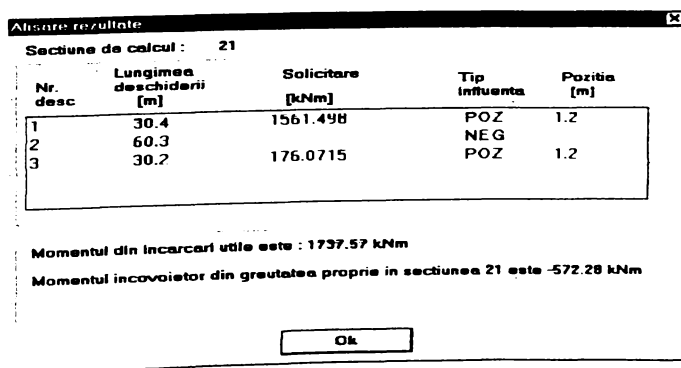


Fig. 5.32

Prin utilizarea adecvată a programului de calcul se poate modela spre exemplu influența vântului lateral pe suprastructură sau comportarea structurii sub sarcină uniform distribuită.

Dialogul permanent activ între utilizator și sistemul de calcul permite rezolvarea în timp foarte scurt și în condiții de stress considerabil redus, a unor probleme de evaluare a solicitărilor și deformațiilor pentru structuri de complexitate ridicată.

5.4. Aplicație INVAR – Pod peste râul Timiș la Albina

În vederea expertizării structurii podului din beton armat peste râul Timiș la Albina, s-a procedat la efectuarea calculelor cu ajutorul programului INVAR [29].

Din punct de vedere static, structura este concepută ca și grindă Gerber (cu console și articulații). Articulațiile sunt dispuse simetric, astfel încât structura se poate calcula ca și o succesiune de cinci deschideri simplu rezemate, cu valorile de 20,4-26,5-18,2-26,5-20,4 m. Deschiderile 1 și 5 sunt realizate ca și structuri simplu rezemate cu o consolă de capăt (contragreutate). În deschiderea principală grinzile sunt realizate cu vute parabolice la capătul dinspre consolă. Deschiderile 2 și 4 sunt realizate ca și structuri simplu rezemate cu console la ambele capete. Atât consolele cât și deschiderea principală sunt realizate cu vute parabolice. Deschiderea 3 (centrală) este realizată ca și structură simplu rezemată cu moment de inerție constant pe toată lungimea.

În sens transversal structura este alcatuită din trei grinzi, legate între ele cu o placă superioară și cu antretoaze atât în câmp cât și pe reazeme. În dreptul pilelor, grinzile sunt legate între ele și la partea inferioară cu o placă de lățime variabilă, astfel încât secțiunea transversală deschisă la partea inferioară în câmp, se transformă în secțiune transversală închisă (casetată) pe reazeme. Grosimea inimii grinzilor este constantă pe toată lungimea structurii, având 30 cm la grinzile marginale, respectiv 35 cm la grinda centrală.

Împărțirea structurii, în modul descris mai sus, este prezentată în figura 5.33.

La efectuarea calculelor, s-au avut în vedere următoarele categorii de încărcări:

- greutatea proprie – compusă din greutatea proprie a grinzii, din greutatea proprie a plăcii superioare și din greutatea proprie a plăcii inferioare în dreptul și în apropierea reazemelor (pilelor); această încărcare este variabilă în lungul structurii datorită variației înălțimii grinzilor, respectiv a lățimii plăcii inferioare;
- greutatea moartă – compusă din greutatea căii pe trotuare și pe partea carosabilă, greutatea parapetului, greutatea antretoazelor și greutatea consolelor de capăt (pentru deschiderile de capăt);

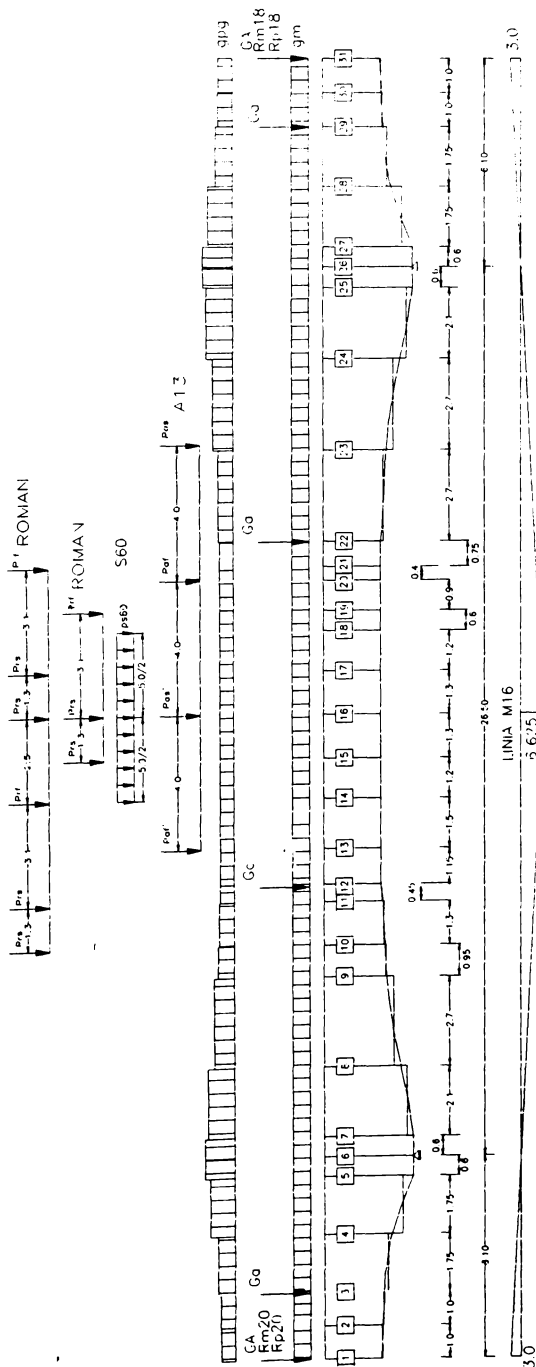


Fig. 5.33 – Modelarea structurii pentru utilizarea programului INVAR

- încărcarea utilă - convoaie de calcul prevazute în STAS 3221-86 pentru clasa I de încărcare și cu convoaie asemănătoare celor reale, adică cu convoaie formate din camioane tip ROMAN cu osie dublă.
 - Convoiul 1ROMAN
 - * greutatea totală 25,0 t (5,6 t / față și 2*19,4 t/spate)
 - * lățimea bandajului roții din față 30 cm, a roții din spate 70 cm
 - * lungimea de contact a bandajului cu partea carosabilă 20 cm
 - * distanța între axele bandajelor 176 cm
 - * distanța între osia din față și prima osie din spate 310 cm
 - * distanța între osiile din spate 130 cm
 - * lățimea șasiului 210 cm, lungimea șasiului 690 cm
 - Convoiul 2ROMAN două camioane în tandem (unul după altul)

Se exemplifică cu rezultatele obținute pentru grinda marginală din deschiderea centrală de 26,50 m, încărcată cu greutate proprie.

În programul de calcul s-au introdus valorile momentului de inerție extrase din tabelul 5.1.

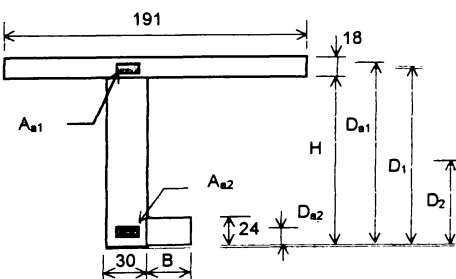


Fig. 5.34 – Principalele dimensiuni ale secțiunii transversale a grinzii marginale

Tabelul 5.1 - Elementele geometrice ale secțiunilor transversale la grinda marginală

Troson	H (cm)	B (cm)	D ₁ (cm)	D ₂ (cm)	A _{a1} (cm ²)	D _{a1} (cm)	A _{a2} (cm ²)	D _{a2} (cm)	A (cm ²)	I _g (m ⁴)
1 - 3	150	0	159	75	490	155	190	5	8318	0,248
3 - 4	197	0	206	98,5	560	204	190	5	10098	0,501
4 - 5	217	22	226	108,5	630	224	190	5	11296	0,739
5 - 6	237	65	246	118,5	630	244	190	5	12928	1,110
7 - 8	245	86	254	122,5	630	252	190	5	13672	1,289
8 - 9	238	74	247	119	560	245	280	5	13194	1,167
9 - 12	220	46	229	110	420	230	420	8	11982	0,885
12 - 16	190	16	199	95	280	203	560	11	10362	0,551
15 - 24	150	0	159	75	190	163	630	11	8758	0,288

Variația parabolică a înălțimii se aproximează în calcule cu o variație în trepte, acceptându-se astfel variația în trepte și pentru momentul de inerție.

Nominalizarea tronsoanelor, făcută în tabel, este conformă și se poate regăsi în figura 5.33.

Ariile A_{a1} și A_{a2} reprezintă ariile de armătură transformate în arii echivalente de beton.

▪ **Fișier date de intrare**

d26.5-gr marg- Gp, Rp20, Rpi8
 31,0,0,1,1,
 30000,
 2111121111111111111111111211112
 34,
 .248,1,.501,1,.739,1,1.11,1,1.289,2,1.167,1,
 .885,1,.551,3,.288,10,.551,1,.885,1,1.167,1,
 1.289,2,1.11,1,.739,1,.501,1,.248,1,
 44,
 1,2,1.75,2,.6,2,2.1,1,2.7,1,.95,1,
 1.3,1,.45,1,1.15,1,1.5,1,1.2,1,1.3,2,
 1.2,1,.6,1,.9,1,.4,1,.75,1,2.7,2,
 2.1,1,.6,2,1.75,2,1.,2,
 4,
 215.2,1,191.1,31,
 60,
 20,2,24,3,27,4,31,5,33,6,33,7,
 32,8,29,9,25,10,25,11,25,12,21,13,
 21,14,21,15,21,16,21,17,21,18,21,19,
 21,20,21,21,21,22,25,23,29,24,32,25,
 33,26,33,27,31,28,27,29,24,30,20,31,

▪ **Fișier date de ieșire**

Bara cu moment de inerție variabil în trepte
 se calculează: momente de încovoiere
 forțe tăietoare
 unghiuri de rotație
 sageti

Adaptare PC 1993

autor: ing. Adrian Bota

LUCRAREA: d26.5-gr marg- Gp, Rp20, Rpi8

Date de intrare:

np	ic	ik	ip	ipd	e		
31	0	0	1	1	30000.		
np	ind	vi m4	vl m	vk kNm	pd kN/m	p kN	c kNm
1	2	0.000	0.000	0.000	0.000	215.200	0.000
2	1	0.248	1.000	0.000	20.000	0.000	0.000
3	1	0.501	1.000	0.000	24.000	0.000	0.000
4	1	0.739	1.750	0.000	27.000	0.000	0.000
5	1	1.110	1.750	0.000	31.000	0.000	0.000
6	2	1.289	0.600	0.000	33.000	0.000	0.000
7	1	1.289	0.600	0.000	33.000	0.000	0.000
8	1	1.167	2.100	0.000	32.000	0.000	0.000
9	1	0.885	2.700	0.000	29.000	0.000	0.000
10	1	0.551	0.950	0.000	25.000	0.000	0.000
11	1	0.551	1.300	0.000	25.000	0.000	0.000
12	1	0.551	0.450	0.000	25.000	0.000	0.000
13	1	0.288	1.150	0.000	21.000	0.000	0.000
14	1	0.288	1.500	0.000	21.000	0.000	0.000
15	1	0.288	1.200	0.000	21.000	0.000	0.000
16	1	0.288	1.300	0.000	21.000	0.000	0.000

17	1	0.288	1.300	0.000	21.000	0.000	0.000
18	1	0.288	1.200	0.000	21.000	0.000	0.000
19	1	0.288	0.600	0.000	21.000	0.000	0.000
20	1	0.288	0.900	0.000	21.000	0.000	0.000
21	1	0.288	0.400	0.000	21.000	0.000	0.000
22	1	0.288	0.750	0.000	21.000	0.000	0.000
23	1	0.551	2.700	0.000	25.000	0.000	0.000
24	1	0.885	2.700	0.000	29.000	0.000	0.000
25	1	1.167	2.100	0.000	32.000	0.000	0.000
26	2	1.289	0.600	0.000	33.000	0.000	0.000
27	1	1.289	0.600	0.000	33.000	0.000	0.000
28	1	1.110	1.750	0.000	31.000	0.000	0.000
29	1	0.739	1.750	0.000	27.000	0.000	0.000
30	1	0.501	1.000	0.000	24.000	0.000	0.000
31	2	0.248	1.000	0.000	20.000	191.100	0.000

R E Z U L T A T E

sistem cu solutie normala

pct	mom incov	forta tai s	forta tai d	sageata	unghi
	kNm	kN	kN	m	gra
1	0.000	0.000	-215.200	0.0009	-0.0142
2	-225.200	235.200	-235.200	0.0007	-0.0133
3	-472.400	259.200	-259.200	0.0005	-0.0118
4	-967.344	306.450	-306.450	0.0002	-0.0082
5	-1551.100	360.700	-360.700	0.0000	-0.0040
6	-1773.460	380.500	346.498	0.0000	-0.0024
7	-1571.501	-326.698	326.698	0.0000	-0.0007
8	-955.996	-259.498	259.498	0.0000	0.0040
9	-361.058	-181.198	181.198	0.0003	0.0082
10	-200.202	-157.448	157.448	0.0004	0.0092
11	-16.645	-124.948	124.948	0.0006	0.0097
12	37.050	-113.698	113.698	0.0007	0.0097
13	153.916	-89.548	89.548	0.0009	0.0089
14	264.612	-58.048	58.048	0.0011	0.0065
15	319.149	-32.848	32.848	0.0012	0.0039
16	344.106	-5.548	5.548	0.0012	0.0007
17	333.573	21.752	-21.752	0.0012	-0.0026
18	292.350	46.952	-46.952	0.0011	-0.0053
19	260.399	59.552	-59.552	0.0011	-0.0066
20	198.296	78.452	-78.452	0.0010	-0.0081
21	165.235	86.852	-86.852	0.0009	-0.0086
22	94.190	102.602	-102.602	0.0008	-0.0094
23	-273.962	170.102	-170.102	0.0004	-0.0086
24	-838.944	248.402	-248.402	0.0001	-0.0051
25	-1431.149	315.602	-315.602	0.0000	-0.0008
26	-1626.450	335.402	356.400	0.0000	0.0007
27	-1418.550	-336.600	336.600	0.0000	0.0022
28	-876.969	-282.350	282.350	0.0001	0.0060
29	-424.200	-235.100	235.100	0.0003	0.0093
30	-201.100	-211.100	211.100	0.0005	0.0106
31	0.000	-191.100	0.000	0.0007	-0.0114

Având la dispoziție valorile solicitărilor în secțiunile considerate ca importante din punct de vedere al comportării structurii, din diferite tipuri de încărcări, prin aplicarea teoriei suprapunerii efectelor, se pot obține valori ale solicitărilor în diferite situații de încărcare. Posibilitatea nominalizării punctelor de interes în mod diferențiat pentru fiecare tip de încărcare, dă posibilitatea utilizatorului de a obține informațiile dorite în timp scurt și cu un efort substanțial diminuat, în condiții de extremă exactitate.

5.5. Aplicație LINFA – Pod peste râul Timiș la Albina

În vederea reabilitării structurii podului din beton armat peste râul Timiș la Albina, s-a procedat la efectuarea calculelor cu ajutorul programului LINFA [18].

Din punct de vedere static, structura este concepută ca și grinda continuă, articulațiile structurii inițiale fiind șupimate. Structura se poate calcula ca și o succesiune de cinci deschideri, cu valorile de 20,4-26,5-18,2-26,5-20,4 m. Contragreutatea de la extremitatea deschiderii 1 respectiv 5 este separată de structură, astfel ca structura să devină o clasică grindă continuă.

Secțiunea transversală a structurii de traversare rămâne neschimbată la partea de grinzi propriu-zise, dar se modifică la partea superioară prin adăugarea unei noi plăci cu lățime mai mare, capabilă să asigure gabaritul necesar pentru partea carosabilă și trotuar.

La efectuarea calculelor, s-au avut în vedere următoarele categorii de încărcări:

- greutatea proprie – compusă din greutatea proprie a grinzii, din greutatea proprie a plăcii superioare și din greutatea proprie a plăcii inferioare în dreptul și în apropierea reazemelor (pilelor); această încărcare este variabilă în lungul structurii datorită variației înălțimii grinzilor, respectiv a lățimii plăcii inferioare;
- greutatea moartă – compusă din greutatea căii pe trotuare și pe partea carosabilă, greutatea parapetului, greutatea antretoazelor și greutatea consolelor de capăt (pentru deschiderile de capăt);
- încărcarea utilă - convoaie de calcul prevăzute în STAS 3221-86 pentru clasa I de încărcare și cu convoaie asemănătoare celor reale, adică cu convoaie formate din camioane tip ROMAN cu osie dublă.
 - Convoiul 1ROMAN
 - * greutatea totală 25,0 t (5,6 t / față și 2*19,4 t/spate)
 - * lățimea bandajului roți din față 30 cm, a roți din spate 70 cm
 - * lungimea de contact a bandajului cu partea carosabilă 20 cm
 - * distanța între axele bandajelor 176 cm
 - * distanța între osia din față și prima osie din spate 310 cm
 - * distanța între osiile din spate 130 cm
 - * lățimea șasiului 210 cm, lungimea șasiului 690 cm
 - Convoiul 2ROMAN două camioane în tandem (unul după altul)

Pentru introducerea datelor de intrare se folosește interfața variantei extinse a programului LINFA.

În imaginile următoare se prezintă câteva aspecte relevante în acest sens.

Prin prelucrarea datelor inițiale, se furnizează valori ale eforturilor în secțiunile solicitate.

Introducere date

Nume: Numarul de deschideri: Deschideri

Structura: Simetrica Nesimetrica
 Tip sectiune: Casetata Dreptunghiulara
 Tip vuta: Parabolice Drepte Inaltime const

Modul de elasticitate (N/mm²):
 Greutate specifica material (N/m³):

Lină Influență:

Fig. 5.35 – Introducere date despre structură

Secțiune casetata

Secțiune casetata

Nr. de pereti interiori:

(m)
 (m)
 (m)
 (grade)

Fig. 5.36 – Secțiunea transversală

Deschideri

Sectiuni

R1 C1 R2 C2 R3 C3 R4

Selecția: C1

Lungimea deschiderii (m):
 Lung var gr stinga (0.1°):
 Lung vuta stinga (m):
 Lung var gr dreapta (0.1°):
 Lung vuta dreapta (m):

Fig. 5.37 – Mărimi variabile pe deschideri

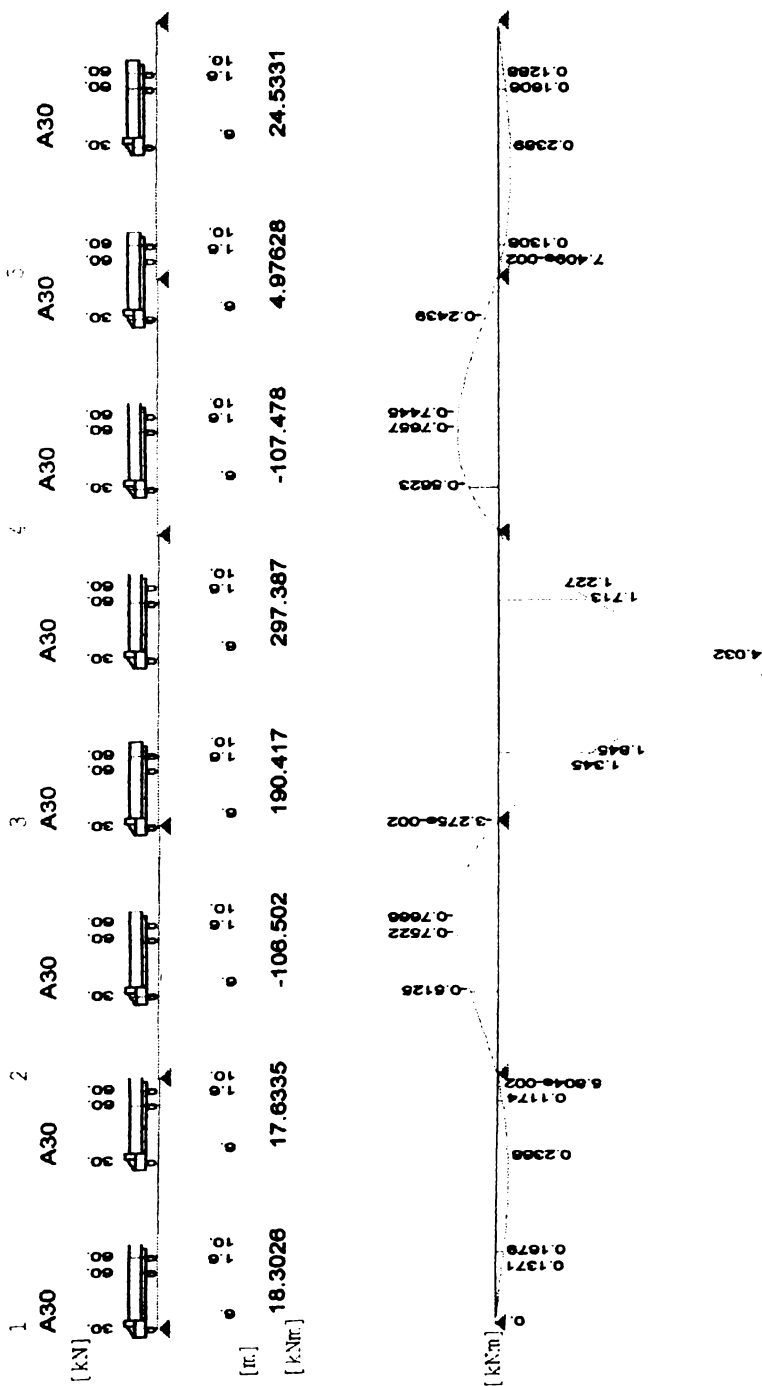


Fig. 5.38 – Linia de influență a momentului încovoietor și efortului din convoi A30, în secțiunea 101

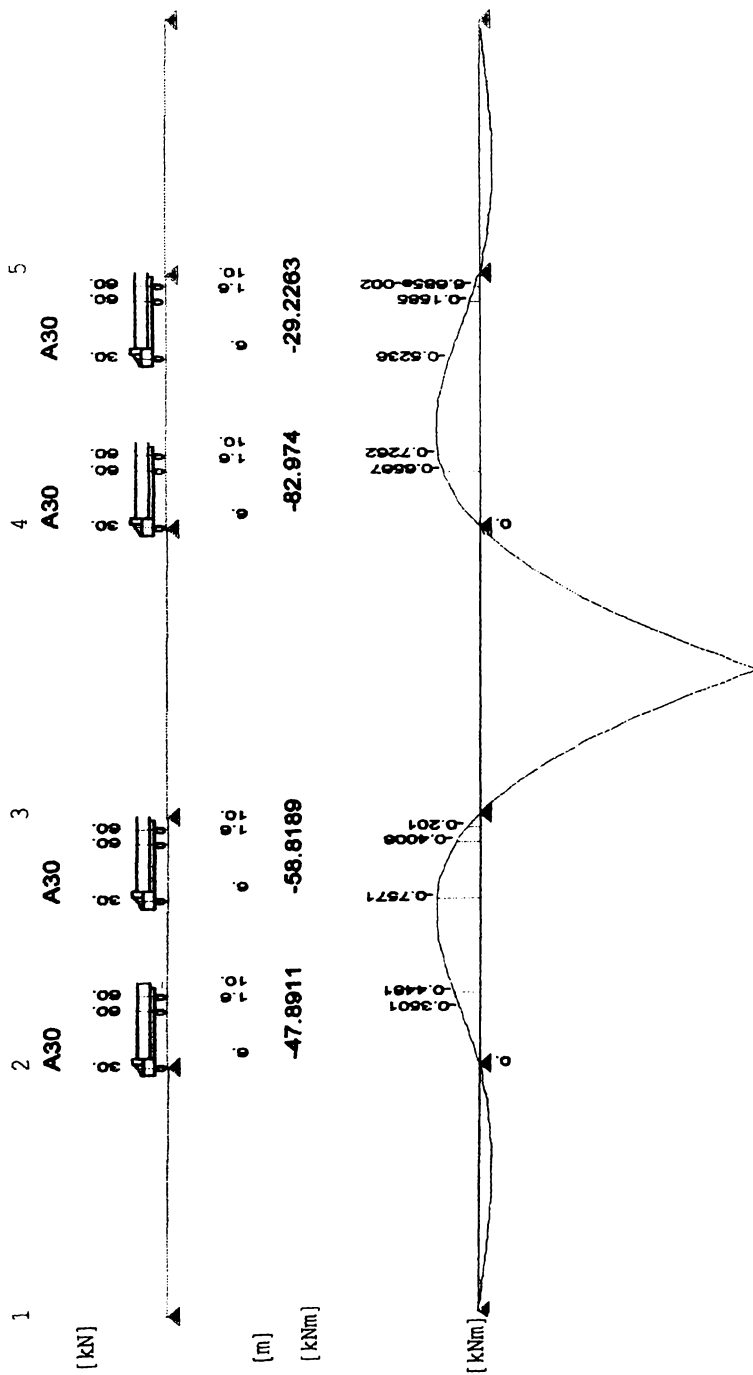


Fig. 5.39 – Linia de influență a momentului încovoietor negativ maxim și eforturi din convoi A30, în secțiunea 101

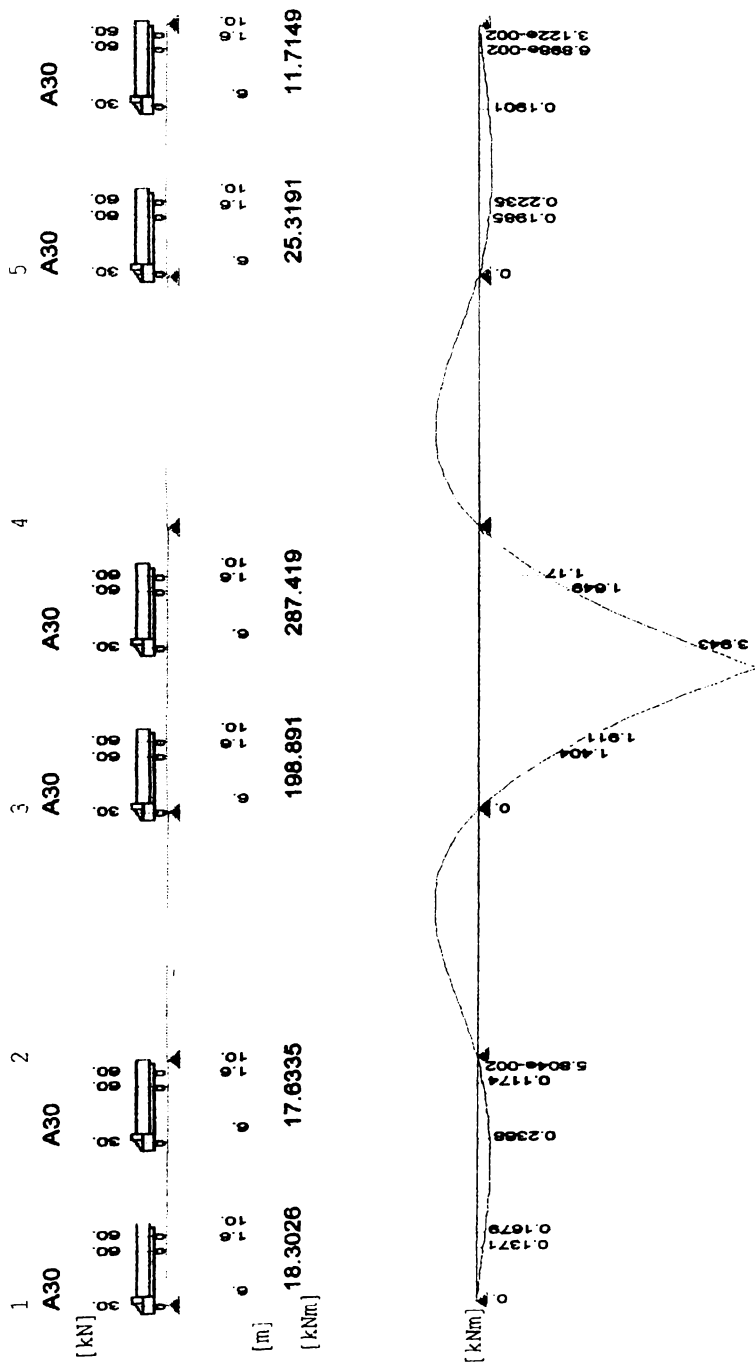


Fig. 5.40 – Linia de influență a momentului încovoietor pozitiv și eforturi din convoi A30, în secțiunea 101

Cap. 6. Contribuții originale, aplicabilitate, valorificare

Teza de doctorat face o prezentare detaliată a posibilităților de optimizare a structurilor de traversare prin prisma adoptării celei mai potrivite soluții tehnologice pentru execuție, în strânsă corelare însă cu o soluție structurală judicios aleasă.

Pornind de la ideea că o structură de traversare - un pod, un viaduct ori un pasaj – este o lucrare de artă prin excelență, doctorandul atrage atenția asupra necesității tratării structurii respective în strânsă corelare cu mediul ambiant în care se implantează și din care va trebui să facă parte integrantă.

Apreciată ca fiind o atitudine pozitivă față de domeniul structurilor de traversare, atât ca și concepție cât și ca execuție ori întreținere, activitatea specialiștilor francezi, întotdeauna în avangardă, este analizată și comentată. Se evidențiază concepția franceză față de modul de alegere a structurilor de traversare funcție de diferiți parametri impuși de cerințele de execuție și exploatare.

Corelarea soluției tehnologice de execuție este analizată în raport cu dimensiunile generale ale structurii de traversare și cu mărimea deschiderilor, fără a fi neglijat aspectul static al problemei.

Se face o analiză atentă a soluțiilor tehnologice moderne de execuție a structurilor de traversare, în raport cu posibilitățile de aplicare ale acestora în România, acordându-se atenția cuvenită tehnologiei de execuție pe mal și lansare în deschidere prin împingere.

Ca și parte integrantă dar definitorie pentru această variantă tehnologică, se abordează analitic modalitatea de precomprimare exterioară, atât prin prisma apariției acesteia, cât și prin cea a evoluției sale spectaculoase. Aplicabilitatea acestui procedeu relativ nou și în permanentă modernizare este subliniată prin evidențierea avantajelor precomprimării exterioare.

Deoarece numai printr-un calcul riguros se poate alege structura modernă, eficientă, robustă dar, paradoxal, suplă, doctorandul propune două "unelte de lucru" la îndemâna conectorului și anume programele de calcul automat numite generic INVAR, respectiv LINFA.

6.1. Contribuții originale

Prin elaborarea tezei de doctorat, aportul doctorandului la elucidarea unor aspecte legate de calculul și execuția structurilor de traversare consta în:

- analiza atentă, pe baza unui volum important de informație, a criteriilor care stau la baza alegerii tipului de structură de traversare în funcție de natura traficului deservit (rutier ori feroviar) și de tipul și amploarea obstacolului traversat;
- corelarea tehnologiilor moderne de execuție a podurilor sau pasajelor cu condițiile tehnico-economice și de amplasament din România, făcând propuneri de aplicare a unora dintre acestea, considerate ca fiind adecvate mediului românesc;
- implementarea tehnologiei de execuție pe mal a unui pod sub forma a două semistrukturi și lansare în deschidere prin împingere de pe cele două maluri, în premieră națională pentru structuri din beton;
- promovarea modalității de precomprimare exterioră pentru reabilitarea structurilor de traversare existente, în premieră națională în partea de vest a țării, pentru o întreagă structură din beton armat;
- aplicarea în premieră națională a sistemului de precomprimare exterioră la realizarea structurilor noi de traversare executate din beton precomprimat;
- aplicarea în premieră națională a precomprimării exterioare în cazul unei structuri realizate în soluție compusă oțel-beton;
- elaborarea unui program de calcul pentru structuri oarecare, ce au moment de inerție variabil, aproximabil printr-o variație în trepte;
- elaborarea unui program de calcul, în premieră națională, pentru linii de influență la structuri continue cu secțiune transversală oarecare, capabil să ofere o imagine 'on line' pentru un convoi în mișcare, în felurite situații de încărcare;
- aplicarea tehnologiei de execuție pe mal și lansare în deschidere prin împingere la realizarea unui nou tip de structură continuă precomprimată din elemente prefabricate pentru poduri dalate, protejată la OSIM ca și Brevet de invenție nr. 114 013 B - 1998;
- realizarea conceptuală a unei structuri continue compuse, beton precomprimat prefabricat-beton armat, turnat în situ, pentru poduri dalate, protejată la OSIM ca și Brevet de invenție nr. 111 699 B1 - 1996;

- realizarea conceptuală a unei instalații automatizate pentru cofrarea și decofrarea bolțarilor prefabricați pentru poduri cu secțiune cheson monocelulară, protejată la OSIM ca și Brevet de invenție nr. 112 125 B1 - 1997.

6.2. Aplicabilitate, valorificare

Concepția doctorandului cu privire la tematica studiată, a fost cristalizată cu prilejul stagiului de documentare din Franța la Institutul Național de Științe Aplicate din Rennes și a fost făcută cunoscută cu fiecare prilej, atât prin lucrări publicate în reviste de specialitate, cât și prin expuneri la simpozioane, conferințe și congrese naționale.

Rezultatele studiilor și cercetărilor efectuate de către doctorand, s-au materializat în următoarele:

- obținerea a trei brevete de invenție pentru structuri continue din beton precomprimat, structuri ce se pretează în mod deosebit la condițiile tehnico-economice din țara noastră;
- realizarea de expertize pentru structuri de traversare din beton armat executate în soluție Gerber, utilizând programul de calcul INVAR, ce permite aprecierea capacității portante a structurii sub efectul diferitelor încărcări;
- modelarea lansării în deschidere prin împingere a podului de pe DC6 peste râul Timiș la Sacu, județul Caraș-Severin, utilizând programul de calcul INVAR;
- stabilirea modalității de consolidare a podului de pe DN57 km 163+058 la Grădinari, în funcție de rezultatele obținute cu programul INVAR pentru această structură cu console și grizi de înălțime variabilă;
- analiza stării de eforturi și deformații pentru structura continuă lansată prin împingere pe DC6 peste râul Timiș la Sacu, județul Caraș-Severin, utilizând programul de calcul LINFA;
- determinarea modalității de consolidare prin precomprimare exterioară a structurii continuizate a podului de pe DJ592 km 14+392 peste Timiș la Albina, funcție de rezultatele furnizate de programul de calcul LINFA;
- realizarea a două produse informatice de mare folos pentru inginerii

proiectanți de structuri de traversare sau civile;

- cuprinderea în documentațiile de proiectare elaborate, a soluțiilor noi de precomprimare exterioră, în ideea de a ne situa la un nivel tehnologic normal pentru lumea civilizată;
- promovarea în rândul studenților de la specializarea Căi ferate, drumuri și poduri a noilor tehnologii de execuție și de precomprimare a structurilor de traversare.

Pentru transpunerea în practică a numeroaselor idei tehnologice susținute de către doctorand, a fost necesară nu arareori, o muncă asiduă de convingere a factorilor de decizie, care din fericire uneori a fost încununată de succes.

Stau marturie structurile de poduri realizate prin strădania conceptuală a doctorandului, sau aflate în stadiu de proiect finalizat și predat beneficiarului, ori pe planșeta acestuia, în stadiu de elaborare.

BIBLIOGRAFIE

1. AVRAM, C., - Grinzi continue. Ed. Tehnică, București, 1981.
2. AVRAM, C., BOTA, V., - Structuri compuse oțel-beton și beton precomprimat - beton armat. Editura Tehnică, București, 1975.
3. BERNAERT, S., - Computer aided construction and design. 12th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, Vancouver, 1984.
4. BLUMENFELD, M., - Calculul barelor cu calculatoare numerice. Ed. Tehnică, București, 1975.
5. BOITEAU, Ch., DRISIN, Ph., COLNAT, J., - Métro de Paris. Prolongement de la ligne 13. Conception et construction des viaducs et du pont sur la Seine à Clichy. 12^e Congrès de L'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Vancouver, 1974.
6. BOTA, A., - Consolidare pod peste râul Caraș pe DN 57 km 163+058 la Grădinari. Contract 31/95, SC APECC SRL, Timișoara, 1995.
7. BOTA, A., - Consolidarea unei structuri de pod din beton armat prin precomprimare exterioră. Primul Simpozion Național Poduri din beton precomprimat, Băile Herculane, 1994.
8. BOTA, A., - Pasarelă cu cabluri înclinate peste râul Mureș. Simpozion Soluții eficiente în construcția și întreținerea drumurilor, podurilor și CF, Cluj-Napoca, 1987.
9. BOTA, A., - Precomprimarea. Eelegantă, funcționalitate, durabilitate. Referat de pregătire pentru doctorat. Facultatea de construcții. Timișoara, 1994.
10. BOTA, A., - Probleme de proiectare rutieră rezolvate prin calcul electronic. Curs post universitar, Facultatea de construcții, Timișoara, 1987.
11. BOTA, A., - Simplitate și complexitate la structurile de pod realizate pe mal și lansate prin împingere. Primul Simpozion Național Poduri din beton precomprimat, Băile Herculane, 1994.
12. BOTA, A., - Sistem hobanat pentru trafic pietonal la traversarea râului Mureș în zona Pojoga. Simpozion Soluții noi în execuția și proiectarea construcțiilor, Arad, 1987.
13. BOTA, A., - Soluționări informatice în proiectarea structurilor de poduri. Referat de pregătire pentru doctorat. Facultatea de construcții, Timișoara, 1994.

14. BOTA, A., - Traversarea râului Timiș cu suprastructură din beton precomprimat, executată pe mal și lansată prin împingere. Referate și comunicări, Vol. III, Al X-lea Congres național de drumuri și poduri, Iași, 1998.
15. BOTA, A., BOTA, V., - Aplicații ale informaticii la calculul podurilor din beton armat. Simpozion Soluții și tehnologii noi în proiectarea, execuția și întreținerea drumurilor, podurilor și CF, București, 1986.
16. BOTA, A., BOTA, V., - Tehnologii eficiente de construcție a podurilor cu deschidere 40-80 m. Simpozion Soluții și tehnologii noi în proiectarea, execuția și întreținerea drumurilor, podurilor și CF, București, 1986.
17. BOTA, A., COSTIN, St., - Consolidarea prin precomprimare exterioară a podurilor din beton armat. Referate și comunicări, Vol. III, Al X-lea Congres național de drumuri și poduri, Iași, 1998.
18. BOTA, A., IUHASZ, C. și POTOCEAN, R. - Consolidare pod peste râul Timiș la Albina pe DJ 592 km 14+392. Contract S. C. APECC SRL Timișoara, 1998.
19. BOTA, A., IUHASZ, C., POTOCEAN, R., GONCIARI, T., ROSINGER, P., - Determinarea prin calcul automat a solicitărilor și deformațiilor structurilor de orice tip. Simpozion "Zilele Academice Timișene", Timișoara, 1997.
20. BOTA, A., IUHASZ, C. - Structură continuă din beton precomprimat pentru traversarea râului Timiș în localitatea Sacu. Zilele Academice Timișene, Ediția a V-a, Concepții moderne privind proiectarea, realizarea și întreținerea infrastructurilor pentru transporturi, vol. II, Timișoara, 1997.
21. BOTA, A., SABAREANU, E., - Aplicarea informaticii la calculul podurilor din beton. Simpozion Concepția, realizarea și întreținerea eficientă a construcțiilor de drumuri și poduri, Timișoara, 1986.
22. BOTA, A., SABAREANU, E., - Comportarea în timp a podului din beton armat peste Mureș pe drumul comunal Simeria-Uroi. Comportarea în situ a construcțiilor, Arad, 1984.
23. BOTA, A., SABAREANU, E., GHIOCEL, A., BALAN, I., - Determinarea eforturilor în structura podurilor construite prin avansare continuă în faza de montaj. Simpozion Creativitate '88, Timișoara, 1988.
24. BOTA, V., - Elemente de proiectare pentru poduri din beton. Centrul de multiplicare IPTVT, Timișoara, 1986.
25. BOTA, V., - Poduri de beton. Suprastructuri pe dale sau grinzi. Centrul de multiplicare al IPTV Timișoara, 1981.
26. BOTA, V., BOTA, A., - Poduri din beton. Infrastructuri. Timișoara, Centrul de multiplicare UT Timișoara, 1995.
27. BOTA, V., BOTA, A., - Poduri din beton. Suprastructuri I. Timișoara, Centrul de multiplicare UT Timișoara, 1995.
28. BOTA, V., BOTA, A., - Poduri din beton. Suprastructuri II. Timișoara, Centrul de multiplicare UT Timișoara, 1995.

29. BOTA, V., BOTA, A., - Expertizare pod peste râul Timiș la Albina pe DJ 592 km 14+392. Contract S. C. APECC SRL Timișoara, 1995.
30. BOTA, V. și alții, - Poduri din beton. Programe de calcul. Timișoara, Centrul de multiplicare IPTVT, 1986.
31. BOUDOT, J., THAO, P., X., RADIGUET, B., - The Sylans and Glacières viaducts. IABSE Paris -Versailles Symposium 1987.
32. BRIDGE, R., PATRICK, M., WEBB, J., - High Strength Materials în Composite Construction. IABSE International Conference Composite Construction Conventional and Inovative, Innsbruck, 1997.
33. CALGARO, J., LACROIX, R., - Maintenance et réparation des ponts. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1997.
34. CAPATU, C., - Poduri din beton precomprimat. Ed. Tehnică, București, 1983.
35. CHABERT, A., JARTOUX, P., VILLETTE, P., - Introduction of unbonded greased or waxed tendons în external prestressing. 13th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, Helsinki, 1988.
36. CHANARD, J. P., - Computer aided Bridges Design. 13th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, Helsinki, 1988.
37. COMBAULT, J., - Evolution and development of modern prestressed bridges with prestressing totally external from concret. Supplément au numéro de janvier 1986 de Travaux. 10e Congrès de la FIP, New Delhi, 1986.
38. COMBAULT, J., NÉRON, P., LEVEILLE, A., THIBONNET, J.-L., - Ponts poussés à précontrainte totalement extérieure. Symposium de l'AIPC. Paris-Versailles., 1987.
39. COMBAULT, J., - La construction à l'avancement par haubanage provisoire. La technique française du béton précontraint, IX^e Congrès International de la FIP, Stockholm, 1982.
40. CREMER, J., M., - Durability of Bridges. 15th Congress of IABSE, Copenhagen, 1996.
41. DALL'ASTA, A., DEZI, L., - Construction Sequence Effects on Externally Prestressed Composite Girders. IABSE International Conference Composite Construction Conventional and Inovative, Innsbruck, 1997.
42. DERRIEN, G., ROUSSELOT, A., - Pont poussé sur la Grande Ravine. Une première à La Réunion. Revue Générale des Routes et des Aerodromes, n° 659, 1989.
43. FIGG, E.,C., - Segmental bridge design în the Florida Keys. Concrete International. Août 1980.
44. GEIKER, M., LARSEN, E., S., - Application of High Performance Concrete. 15th Congress of IABSE, Copenhagen, 1996.

45. GHEORGHE, C., RUSU, C., - Utilizarea precomprimării exterioare la execuția și reabilitarea podurilor. Referate și comunicări, Vol. III, Al X-lea Congres național de drumuri și poduri, Iasi, 1998.
46. GHEORGHIU, Al., - Concepții moderne în calculul structurilor. Editura Tehnică , București, 1975.
47. GHEORGHIU, Al., - Statica construcțiilor. Vol II. Editura Tehnică , București, 1965.
48. GHEORGHIU, Al., - Statica construcțiilor. Vol III. Editura Tehnică , București, 1980.
49. GRATTESAT, G., - Ponts de France. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1982.
50. GUILLEMINOT, B., - Les viaducs du métro de la Communauté Urbaine de Lille. 12^e Congrès de L'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Vancouver, 1974.
51. IDORN, G., M., - High Performance of Concrete. 15th Congress of IABSE, Copenhagen, 1996.
52. IONESCU, C., - Estetica podurilor. Referate și comunicări, Vol. III, Al X-lea Congres național de drumuri și poduri, Iasi, 1998.
53. JAMSA, K., - Concise Guide to Microsoft Windows 3.1. Microsoft press, 1992.
54. JARTOUX, P., - Précontrainte extérieure. Rétrospective d'une évolution. Supplément au numéro de janvier 1986 de Travaux. 10^e Congrès de la FIP, New Delhi, 1986.
55. JENSEN, P., O., - The aesthetic potential of structure. 15th Congress of IABSE, Copenhagen, 1996.
56. LACOMBE, H., - Prestressed concrete triangular trusses. 12th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, Vancouver, 1984
57. LE DELLIOU, P., - Ouvrages d'art en béton précontraint. Innovations et techniques nouvelles de construction. Revue Générale des Routes et des Aerodromes, n° 674, 1990.
58. LEONHARDT, F., - Ponts. L'esthétique des ponts. Presses polytechniques romandes, Lausanne, 1986.
59. LEONHARDT, F., - Procédé de construction par cycles de bétonnage en coffrage fixe et cycles de poussage. Annales de l'ITBTP, janvier 1973.
60. LEONHARDT, F., BAUR, W., - Brücke über den Rio Caroni, Venezuela. Beton und Stahlbeton. Heft 2, Berlin, 1966.
61. MASSONNET, Ch., DEPREZ, G., MAQUOI, R., MULLER, R., FONDER, G., - Calculul structurilor la calculatoare electronice. Editura Tehnică , București, 1974.
62. MATHIVAT, J., - The Recent Evolution of Prestressed Concrete Bridges. IABSE Paris-Versailles Symposium 1987. Contributions of the French group. Publication AFPC.

63. MOLDOVAN, G., - Scheme logice și programe FORTRAN. Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1978.
64. MONSARRAT, F., DEGUINE, M., - BDGS An integrated CAD System în a construction company. 12th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, Vancouver, 1984.
65. MULLER, J., - Construction of the Long Key Bridge. PCI Journal, November - December, 1980.
66. MUNTEANU, I., CUTEANU, E., BANCILA, R., - Programe de calcul automat în mecanica structurilor. Lito IPTVT, Timișoara, 1979.
67. NEGOESCU, E., RADU, P., I., - Poduri din beton armat. Probleme speciale. Atelierul de reprografie ICB, București, 1982.
68. NICULESCU, ST., - Fortran. Inițiere în programarea structurată. Ed. Tehnică, București, 1979.
69. ONET, T. și TERTEA, I., - Proiectarea betonului structural. Cluj-Napoca, Editura Casa Cărții de Știință, 1995.
70. OSTENFELD, K., - Design for Coming Generations. 15th Congress of IABSE, Copenhagen, 1996.
71. PALIK, L., LAWINICKI, J., - The Access Spans of the Normandy Bridge. 13th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, Helsinki, 1988.
72. PHAN THAO, PIERON, V. și LECROQ, PH., - Le viaduc de Sermenaz. Travaux, janvier, 1985.
73. PING-CHUN WANG, - Metode numerice și matriciale în mecanica construcțiilor. Ed. Tehnică, București, 1970.
74. PLACIDI, M., - La construction d'ouvrages d'art avec mise en place par rotation. La technique française du béton précontraint, IX^e Congrès International de la FIP, Stockholm, 1982.
75. POPA, V., - Soluții noi pentru consolidarea și repararea structurilor de poduri. Zilele Academice Timișene, Ediția a V-a, Concepții moderne privind proiectarea, realizarea și întreținerea infrastructurilor pentru transporturi, vol. II, Timișoara, 1997.
76. POPA, V., - Considerații privind reabilitarea lucrărilor de poduri. Referate și comunicări, Vol. III, Al X-lea Congres național de drumuri și poduri, Iasi, 1998.
77. RADU, P., I., NEGOESCU, E., IONESCU, P., - Poduri din beton armat. Editura Didactică și Pedagogică, București, 1981.
78. RASPAUD, B., - Le pont de Bubiyan. Conception de la structure et méthodes d'exécution. Les structures triangulées en béton précontrainte, AFPC, 1983.
79. SANDAGER JENSEN, J., - Optimized Management and Maintenance of Structures. 15th Congress of IABSE, Copenhagen, 1996.

80. SCARLAT, A., - Statica construcțiilor. Structuri static nedeterminate. Editura Didactică și Pedagogică, București, 1963.
81. SHARPE, R., GIBERT, J., GIPPS, P., - Impacts of Artificial Intelligence and Optimisation on Design, Construction and Maintenance. 15th Congress of IABSE, Copenhagen, 1996.
82. TERTEA, I., - Betonul precomprimat. Ed. Tehnică, București, 1981.
83. VIRLOGEUX, M., - Evolution de la conception des ponts de portée moyenne. Seminar on design and construction of bridges, organized by J. Mathivat. 9e Congrès de la FIP. Stockholm, 1982.
84. VIRLOGEUX, M., - La précontrainte extérieure au béton. 10e Congrès de la FIP, New Delhi, 1986.
85. VIRLOGEUX, M., - Pertes de précontrainte par frottement dans le cas des ponts construits par encorbellements successifs. Journées de l'AFPC. Thème III. Juin 1978.
86. VIRLOGEUX, M., - The Normandy Bridge Project. General Design. 13th Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering, Helsinki, 1988.
87. VIRLOGEUX, M., - Bridges and the Structural Art. 15th Congress of IABSE, Copenhagen, 1996.
88. VOS, C., J., - Initiation, Development and Implementation of Innovative Computer Systems in Daily Practice. 15th Congress of IABSE, Copenhagen, 1996.
89. WISSER, K., R., E., - Connection of New and Old Concrete with Bonded Reinforcement Bars. IABSE International Conference Composite Construction Conventional and Innovative, Innsbruck, 1997.
90. *** Campagne d'évaluation 1994. Dossier National. SETRA-LCPĈ-LROP, Paris, 1995.
91. *** Concrete Bridge Design. First International Symposium. ACI Publication SP-23, Detroit, 1969.
92. *** Construction des ouvrages d'art. Année 1983. Ministère de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire, et des Transports. Direction des routes. SETRA, Paris, 1987.
93. *** Construction des ouvrages d'art. Année 1986. Ministère de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire, et des Transports. Direction des routes. SETRA, Paris, 1989.
94. *** Construction des ouvrages d'art. Année 1992. Ministère de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire, et des Transports. Direction des routes. SETRA, Paris, 1994.
95. *** Construction des ouvrages d'art. Année 1994. Ministère de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire, et des Transports. Direction des routes. SETRA, Paris, 1997.

96. *** Construction des ouvrages d'art. Année 1995. Ministère de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire, et des Transports. Direction des routes. SETRA, Paris, 1998.
97. *** Construction des ouvrages d'art. Année 1996. Ministère de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire, et des Transports. Direction des routes. SETRA, Paris, 1998.
98. *** Contributions techniques françaises. 7^e Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte, New York, 1974.
99. *** Documentație pentru TurboBasiq, instalat pe PC. Borland Co., 1987.
100. *** Documentație pentru TurboFortran, instalat pe PC.
101. *** External prestressing în structures. Association Francaise Pour la Construction, 1993.
102. *** External Prestressing în Structures. Proceeding of the Workshop on Behaviour of External Prestressing în Structures. Association Francaise Pour la Construction. Saint-Remy-Les-Chevreuse, june 9 - 12, France, 1993.
103. *** FIP Notes 2, 1984.
104. *** FIP Notes 83. Nov-Dec 1979.
105. *** Innovations dans le domaine des ouvrages d'art en béton précontraint. Association française du béton AFB, nr. 215-1983.
106. *** Innovations dans le domaine des ouvrages d'art en béton précontraint. Association française du béton AFB, nr. 216-1984.
107. *** La Précontrainte Extérieure. Edition SEBTP, Paris, 1993.
108. *** La précontrainte extérieure. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, SETRA, Paris, 1993.
109. *** La technique française du béton précontraint. 8^e Congrès International de la Précontrainte FIP, Londres, 1978.
110. *** La technique française du béton précontraint. IX^e Congrès International de la Fédération Internationale de la Précontrainte, Stockholm, 1982.
111. *** Manual de programare F77. Imprimeria ITCI București, 1986.
112. *** Ouvrages d'Art 1992. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes. Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art, Paris-Bagneux, France, 1993.
113. *** Précontrainte extérieure. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, SETRA, Paris, 1990.
114. *** Précontrainte extérieure. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes. Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art, Bagneux, France, 1990.

115. *** Recherches et réalisations françaises en béton précontraint. 6^e Congrès International de la Précontrainte FIP, Prague, 1970.
116. *** STAS 1545-89. Poduri pentru străzi și șosele. Pasarele. Acțiuni.
117. *** STAS 2924-91. Poduri de șosea. Gabarite.
118. *** STAS 3221-86. Poduri de șosea. Convoaie tip și clase de încărcare.
119. *** STAS 10101/OB-87. Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru podurile de cale ferată și șosea.
120. *** STAS 10111/2 – 87. Suprastructuri din beton, beton armat și beton precomprimat – Prescripții de proiectare.
121. *** Tehnologii de construcție pe mal a suprastructurilor de poduri din beton precomprimat și lansare prin împingere. Contr. 8965, Facultatea de construcții, Timișoara, 1987.