



MINISTERUL
EDUCAȚIEI ȘI
CERCETĂRII
ȘTIINȚIFICE



UNIVERSITATEA TEHNICĂ DIN CLUJ-NAPOCA
IOSUD-UTCN
ȘCOALA DOCTORALĂ – DOMENIUL INGINERIE CIVILĂ

TEZĂ DE DOCTORAT

“STUDIUL PRIVIND ALCĂTUIREA ȘI CALCULUL
STRUCTURILOR CU CABLURI PORTANTE”

DOCTORAND: ING. MIHAI VLAD

CONDUCATOR ȘTIINȚIFIC: PROF.DR.ING. GAVRIL KÖLLŐ

CLUJ-NAPOCA
2019



UNIUNEA EUROPEANĂ



Fondul Social European
POSDRU 2007-2013



Instrumente Structurale
2007-2013



OIPOSDRU

MINISTERUL
EDUCAȚIEI ȘI
CERCETĂRII
ȘTIINȚIFICE



UNIVERSITATEA
TEHNICĂ
CLUJ-NAPOCA

FOAIE DE CAPĂT

TITLUL TEZEI DE DOCTORAT:

“STUDIUL PRIVIND ALCĂȚUIREA ȘI CALCULUL
STRUCTURILOR CU CABLURI PORTANTE”

DOCTORAND: ING. MIHAI VLAD

CONDUCATOR ȘTIINȚIFIC: PROF.DR.ING. GAVRIL KÖLLŐ

COMISIA:

PROF.DR.ING

PROF.DR.ING.

PROF.DR.ING.

DATA SUSȚINERII:

LOCUL SUSȚINERII: UTCN CLUJ-NAPOCA

PROIECT COFINANȚAT DIN FONDUL SOCIAL EUROPEAN PRIN PROGRAMUL OPERAȚIONAL
SECTORIAL PENTRU DEZVOLTAREA RESURSELOR UMANE 2007 – 2013

AXA PRIORITARĂ: 1 „EDUCAȚIA ȘI FORMAREA PROFESIONALĂ ÎN SPRIJINUL CREȘTERII
ECONOMICE ȘI DEZVOLTĂRII SOCIETĂȚII BAZATE PE CUNOAȘTERE”

DOMENIUL MAJOR DE INTERVENȚIE: 1.5 „PROGRAME DOCTORALE ȘI POSTDOCTORALE ÎN
SPRIJINUL CERCETĂRII”

TITLUL PROIECTULUI: „PARTENERIAT INTERUNIVERSITAR PENTRU EXCELENȚA ÎN INGINERIE -
PARTING”

COD CONTRACT: POSDRU/159/1.5/S/137516

BENEFICIAR: UNIVERSITATEA TEHNICĂ DIN CLUJ-NAPOCA

CUPRINS

| | | |
|-----------|--|-----------|
| I | INTRODUCERE | 7 |
| I.1 | JUSTIFICAREA ABORDĂRII TEMEI | 7 |
| I.2 | IMPORTANȚA ȘI ACTUALITATEA TEMEI | 7 |
| I.3 | ÎNCADRAREA TEMEI ÎN PREOCUPĂRILE INTERNAȚIONALE, NAȚIONALE, ZONALE | 8 |
| I.4 | TITLUL TEZEI ȘI OBIECTIVELE PROPUSE PENTRU REZOLVARE ÎN CADRUL CERCETĂRII | 9 |
| I.5 | METODA DE CERCETARE ABORDATĂ, METODOLOGIA CERCETĂRII | 10 |
| I.6 | CONTRIBUȚIILE, ORIGINALITATEA ȘI VALOAREA REZULTATELOR OBȚINUTE, APLICABILITATEA ACESTORA, MODUL ÎN CARE POT FI UTILIZATE PENTRU CONTINUAREA CERCETĂRIILOR | 11 |
| I.7 | GRADUL DE ATINGERE A OBIECTIVELOR | 12 |
| I.8 | MODALITĂȚILE DE VALORIFICARE A REZULTATELOR | 13 |
| I.9 | MODUL DE DISEMINARE A REZULTATELOR OBȚINUTE | 13 |
| I.10 | MODUL ÎN CARE S-AU APLICAT SAU ÎN CARE SE VOR APLICA REZULTATELE ÎN PERIOADELE URMĂTOARE | 15 |
| I.11 | MULȚUMIRI | 21 |
| II | CABLUL CA ELEMENT STRUCTURAL | 22 |
| II.1 | ISTORICUL STRUCTURILOR PE CABLURILOR PORTANTE | 22 |
| II.1.1 | Evoluția structurilor pe cabluri portante | 22 |
| II.1.2 | Alte utilizări ale cablurilor portante | 51 |
| II.2 | TIPURI DE CABLURI | 60 |
| II.2.1 | Alcătuiri ale cablurilor | 60 |
| II.2.2 | Cabluri elicoidale cu sârme multiple EN12385-10 | 76 |
| II.2.3 | Cabluri elicoidale închise (Locked Coil Strand) - EN12385-10 | 77 |
| II.2.4 | Cabluri cu sârme paralele | 79 |
| II.2.5 | Cabluri cu toroane paralele | 79 |
| II.2.6 | Cabluri alcătuite din bare de tensiune | 81 |
| II.3 | DETALII CONSTRUCTIVE PRIVIND UTILIZAREA CABLURILOR ÎN CONSTRUCȚII | 82 |
| II.3.1 | Ancorajele cablurilor | 82 |
| II.3.2 | Poziționarea în secțiune transversală a cablurilor | 90 |
| II.3.3 | Ancorajele dintre cabluri și suspensori la structuri suspendate | 90 |
| II.3.4 | Ancorajele dintre cabluri și piloni | 91 |
| II.3.5 | Ancorajele dintre cabluri și masivele de ancoraj | 93 |
| II.3.6 | Accesorii pentru amortizoarele vibrațiilor din cabluri | 96 |
| II.3.7 | Protecția anticorozivă a cablurilor | 98 |

| | | |
|------------|--|------------|
| II.4 | PROPRIETĂȚI MECANICE | 102 |
| II.4.1 | Aspecte generale | 102 |
| II.5 | MODULUL DE ELASTICITATE AL CABLURILOR | 103 |
| II.5.1 | Aspecte generale | 103 |
| II.6 | RELAXAREA ȘI REZISTENȚA LA OBOSEALĂ A CABLURILOR | 108 |
| II.7 | ANALIZA STRUCTURALĂ A CABLULUI | 112 |
| II.7.1 | Aspecte generale | 112 |
| II.7.2 | Cablul încărcat transversal | 112 |
| II.7.3 | Cablul încărcat axial | 113 |
| II.7.4 | Condiția de echilibru | 115 |
| II.7.5 | Cablul inclinat sub greutate proprie | 117 |
| II.7.6 | Prevederi în Euronorme | 119 |
| II.7.6.1 | Acțiuni asupra cablurilor | 120 |
| II.7.6.2 | Situații de proiectare și coeficienți parțiali | 122 |
| II.7.6.3 | Analiză structurală | 122 |
| II.7.6.4 | Efecte neliniare ale deformațiilor | 123 |
| II.7.6.5 | Stări limită ultime | 124 |
| II.7.6.6 | Stări limită de serviciu (exploatare) | 126 |
| III | SISTEME STRUCTURALE PE CABLURI UTILIZATE ÎN CONSTRUCȚIA PODURILOR | 129 |
| III.1 | SISTEMUL HOBANAT | 129 |
| III.1.1 | Clasificarea sistemelor hobanate | 129 |
| III.1.2 | Gradul de nedeterminare statică: | 129 |
| III.1.3 | Performanța sistemului hobanat. | 129 |
| III.1.4 | Analiza liniară a sistemelor hobanate. | 132 |
| III.1.5 | Etape preliminare în dimensionarea structurilor hobanate | 134 |
| III.1.6 | Influența grinzii de rigidizare în comportarea structurii pe cabluri. | 134 |
| III.1.7 | Influența lungimii panourilor | 134 |
| III.1.8 | Greutatea aproximativă a sistemului hobanat | 139 |
| III.1.9 | Analiza neliniară a structurilor hobanate | 142 |
| III.2 | SISTEMUL SUSPENDAT | 151 |
| III.2.1 | Clasificarea sistemelor suspendate | 151 |
| III.2.2 | Calculul greutății aproximative | 153 |
| III.3 | PILONI PENTRU PODURI SUSPENDATE ȘI HOBANATE | 155 |
| III.3.1 | Date generale | 155 |
| III.3.2 | Comportarea structurală a pilonului | 157 |
| III.3.2.1 | Piloni articulați la baza | 159 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| III.3.2.2 | Piloni fixați la baza | 159 |
| III.3.3 | Sisteme cu un singur pilon | 163 |
| III.3.4 | Sisteme cu doi piloni independenți | 164 |
| III.3.5 | Sisteme cu piloni tip portal | 164 |
| III.3.6 | Secțiuni transversale ale pilonului | 165 |
| III.4 | TABLIERELE ȘI GRINZILE DE RIGIDIZARE PENTRU PODURI SUSPENDATE ȘI HOBANATE | 166 |
| III.4.1 | Rigiditatea tablierelor | 167 |
| III.4.2 | Distribuția greutății proprii în tablier | 169 |
| III.4.3 | Rigiditatea la torsiune a tablierelor | 170 |
| III.4.4 | Secțiunea transversală | 171 |
| III.5 | Aeroelasticitatea structurilor pe cabluri portante | 173 |
| III.6 | SISTEME CU CABLURI LA STRUCTURI ÎN ARC CU TIRANT | 175 |
| III.6.1 | Clasificarea sistemelor cu rețea de cabluri la structuri în arc | 175 |
| III.6.2 | Arcul cu tirant și cabluri verticale (Langer) | 177 |
| III.6.3 | Arcul cu tirant cu cabluri înclinate (Nielsen-Lohse; Rețea de cabluri) | 179 |
| IV | INFLUENȚA MODULUI DE DISPUNERE A CABLURILOR LA CONSTRUCȚIILE CU CABLURI PORTANTE | 183 |
| IV.1 | SISTEMUL HOBANAT | 183 |
| IV.1.1 | Moduri de dispunere a cablurilor la sistemele hobanate | 183 |
| IV.1.2 | Configurațiile cablurilor în sens longitudinal | 186 |
| IV.1.2.1 | Sistemul radial și sistemul semi-harpă | 186 |
| IV.1.2.2 | Sistemul harpă | 189 |
| IV.1.3 | Calculul înclinării optime a cablurilor | 195 |
| IV.2 | SISTEMUL SUSPENDAT | 197 |
| IV.2.1 | Moduri de dispunere a cablurilor la sistemele suspendate | 197 |
| IV.3 | SISTEME CU CABLURI LA STRUCTURI ÎN ARC CU CALEA JOS | 200 |
| IV.3.1 | Date generale despre modelele analizate | 200 |
| IV.3.1.1 | Descrierea modelului la scară | 201 |
| IV.3.1.2 | Descrierea modelului digital | 202 |
| IV.3.2 | Arcul cu tirant și cabluri vertical (Sistem Langer) | 210 |
| IV.3.3 | Arc cu tirant și rețea de cabluri cu înclinație constantă | 214 |
| IV.3.4 | Arc cu tirant și rețea de cabluri cu înclinație variabilă | 218 |
| IV.3.5 | Interpretarea rezultatelor | 227 |
| V | APLICAREA REZULTATELOR CERCETĂRII LA PROIECTAREA STRUCTURILOR CU CABLURI PORTANTE | 229 |
| V.1 | SISTEMUL HOBANAT | 229 |
| V.1.1 | Date generale despre modelul studiat | 229 |

| | | |
|-------------|--|------------|
| V.1.2 | Stabilirea datelor de intrare | 229 |
| V.1.3 | Interpretarea rezultatelor | 242 |
| V.2 | SISTEMUL SUSPENDAT | 244 |
| V.2.1 | Date generale despre modelul studiat | 244 |
| V.2.2 | Calculul de predimensionare al sistemului suspendat | 248 |
| V.3 | SISTEME CU CABLURI LA STRUCTURI ÎN ARC CU TIRANT | 249 |
| V.3.1 | Aplicarea metodelor studiate la proiectarea podului peste râul Someș în orașul Ulmeni | 249 |
| V.3.2 | Aplicarea metodelor studiate la proiectarea podului peste râul Bega în comuna Topolovău Mare | 255 |
| V.3.3 | Aplicarea metodelor studiate la proiectarea podului peste râul Someșul Mare în comuna Maieru | 261 |
| V.3.4 | Aplicarea metodelor studiate la proiectarea podului peste râul Someșul Mare în comuna Feldru | 268 |
| VI | CONCLUZIILE TEZEI DE DOCTORAT ȘI CONTRIBUȚII | 274 |
| VI.1 | CABLURI PORTANTE | 274 |
| VI.1.1 | Concluzii privind cablurile | 274 |
| VI.2 | SISTEMUL HOBANAT | 275 |
| VI.2.1 | Concluzii privind sistemele hobanate | 275 |
| VI.2.2 | Contribuții privind sistemele hobanate | 276 |
| VI.3 | SISTEMUL SUSPENDAT | 277 |
| VI.3.1 | Concluzii privind sistemele suspendate | 277 |
| VI.3.2 | Contribuții privind sistemele suspendate | 278 |
| VI.4 | SISTEME CU CABLURI LA STRUCTURI ÎN ARC CU CALEA JOS | 278 |
| VI.4.1 | Concluzii privind podurile în arc cu tirant și cabluri | 278 |
| VI.4.2 | Contribuții privind podurile în arc cu tirant și cabluri | 281 |
| VII | ÎNCHEIERE | 282 |
| VIII | BIBLIOGRAFIE | 283 |
| IX | ANEXE | 294 |

I INTRODUCERE

I.1 JUSTIFICAREA ABORDĂRII TEMEI

Prezenta teză își propune să furnizeze premisele practice pentru implementarea unor obiective de cercetare și să fundamenteze pe termen mediu și lung o bază de rezultate și informații pentru viitoare cercetări în domeniul structurilor pe cabluri portante.

Obiectivul principal al cercetărilor ingineresti în domeniul structurilor pe cabluri are ca scop creșterea performanței sistemelor structurale ce cuprind cabluri portante precum și cunoașterea și reducerea efectelor defavorabile asupra acestora, pentru asigurarea cerințelor fundamentale de rezistență, stabilitate și fiabilitate.

Înțelegerea comportării structurilor de acest tip din ultimele decenii, cu ajutorul tehnicii de calcul moderne, pornind de la bazele teoretice și rezultatele experimentale din cadrul cercetărilor efectuate până în prezent, sunt motivele pentru care acest tip de structuri au ajuns să aibă o aplicabilitate largă la nivel global și s-au implementat cu succes atât în cazul construcțiilor cât și în cazul infrastructurii de transport pe cablu.

Abordarea temei se justifică în contextul dezvoltării bazei de informații privind structurile pe cabluri din literatura românească și promovarea utilizării cablurilor portante în construcții. Literatura românească de specialitate în domeniul structurilor pe cabluri portante este limitată și este orientată pe rezolvarea unor probleme specifice, fiind astfel oportună realizarea unei documentații tehnice ce să cuprindă centralizarea unor indicatori tehnici specifici de actualitate precum și prezentarea unui algoritm de lucru privind alcătuirea și calculul acestui tip de structuri.

Astfel, prin abordarea temei se urmărește realizarea unei lucrări având rolul de ghid practic, atât pentru utilizarea informațiilor prezentate la proiectarea structurilor având în alcătuire cabluri portante, cât și pentru uz didactic, cuprinzând atât baza teoretică cât și exemple practice, dar și date tehnice de la diferiți furnizori de cabluri și accesorii aferente disponibile în comerț.

I.2 IMPORTANȚA ȘI ACTUALITATEA TEMEI

Ținând cont de dezvoltarea permanentă a căilor de comunicații la nivel mondial, sporirea performanțelor structurale și durabilitatea structurilor pe cabluri, se evidențiază importanța temei. Prin prezentarea noțiunilor teoretice de bază, dar și a exemplelor din practica curentă atât din România cât și la nivel global, lucrarea de cercetare vine în sprijinul

inginerilor proiectanți de structuri și a cadrelor didactice în ceea ce privește conceptul și abordarea judicioasă a structurilor având cabluri portante atât în contextul actual, dar și din punct de vedere al evoluției acestora din ultimul secol, oferind o imagine de ansamblu, dar și de detaliu asupra acestor structuri.

În prezent, structurile pe cabluri portante dețin recordul de deschidere la nivel mondial în ceea ce privește deschiderea (1991 m – Akashi Kaikyo Bridge). Nici o altă configurație structurală din elemente rigide nu poate atinge această performanță în condiții de fiabilitate și sustenabilitate.

I.3 ÎNCADRAREA TEMEI ÎN PREOCUPĂRILE INTERNAȚIONALE, NAȚIONALE, ZONALE

Considerând noile tendințe ce pun accentul pe importanța unei dezvoltări durabile, dar și contextul actual mondial și european, se distinge o creștere a interesului pentru tot ceea ce înseamnă competitivitate și economie bazată pe cunoaștere. Astfel, în vederea unei reale integrări la nivel mondial, dar mai ales în spațiul Uniunii Europene, România urmărește crearea unei infrastructuri dinamice și competitive, axată în primul rând pe reducerea decalajelor de dezvoltare tehnologică, întărirea protecției mediului și realizarea unui model de dezvoltare durabilă. Implementarea Euronormelor în Uniunea Europeană impune actualizarea literaturii naționale de specialitate și alinierea la cerințele impuse de legislația europeană.

Literatura internațională în domeniul structurilor pe cabluri portante este vastă și are la bază progresul cumulat în ultimele două secole. Dintre principalii autori contemporani care au fundamentat noțiunile teoretice în domeniul structurilor pe cabluri portante amintim: Troitsky Michael, Niels Gimsing, Christos Georgakis, Walter Podolny, Walter Rene, Max Irvine, Per Tveit.

La nivel național, interesul pentru structurile pe cabluri s-a accentuat după anul 1990, odată cu implicarea pe piața românească a companiilor străine furnizoare de materiale performante având expertiza necesară în domeniul cablurilor, ce au contribuit la implementarea primelor proiecte având structuri moderne pe cabluri portante pe teritoriul României. Literatura românească de specialitate nu este foarte bogată și nici foarte accesibilă. Dintre autorii care au elaborat în ultima jumătate de secol documentații tehnice pe subiectul cablurilor portante amintim: Prof. Dr. Ing. Simion Naftali, Prof dr. Ing. Ludovic Kopencz și Prof. Dr. Ing. A. Chisaliță. În afară de autorii români menționați, literatura

românească cuprinde totuși câteva lucrări științifice pe subiectul tezei, abordând subiecte specifice, dar și cataloage ale furnizorilor de sisteme complete pe cabluri ce activează pe piața românească, ce oferă de asemenea consultanță tehnică despre cabluri.

I.4 TITLUL TEZEI ȘI OBIECTIVELE PROPUSE PENTRU REZOLVARE ÎN CADRUL CERCETĂRII

Titlul tezei: „**Studiu privind alcătuirea și calculul structurilor cu cabluri portante**”

Obiectivele generale din cadrul cercetării sunt următoarele:

- Prezentarea istoricului și evoluției structurilor pe cabluri portante
- Promovarea utilizării structurilor pe cabluri portante în România.
- Evidențierea eficienței structurale și economice a structurilor pe cabluri portante.
- Identificarea soluțiilor tehnice performante din punct de vedere structural și economic, cu aplicabilitate largă pentru poduri sau alte construcții.
- Cunoașterea influenței modului de dispunere a cablurilor la structurile de poduri cu cabluri portante.

Obiectivele specifice din cadrul cercetării se prezintă în continuare:

- Evidențierea importanței modului de dispunere a cablurilor la structurile în arc cu tirant și rețea de cabluri prin realizarea de modele la scară și încercarea acestora la presa hidraulică precum și analiza structurală în programe de calcul specializate.
- Prezentarea unui algoritm de calcul estimativ al cantităților pentru suprastructuri de poduri hobanate și suspendate în funcție de configurația sistemului structural ales.
- Analiza structurală a construcțiilor cu cabluri portante pentru diferite configurații.
- Descrierea unor studii de caz.
- Prezentarea cadrului legal în conformitate cu Euronorme
- Centralizarea caracteristicilor tehnice pentru diferite tipuri de cabluri și a elementelor accesorii existente pe piață pe baza cataloagelor producătorilor.

Teza este structurată pe șase capitole după cum urmează:

Capitolul 1 Introducere - prezintă datele de intrare și motivațiile ce au stat la baza lucrării și prezintă cadrul de analiză propus și rezultatele așteptate.

Capitolul 2 Cablul ca element structural – prezintă evoluția cablului ca element structural, sintetizează noțiunile teoretice ale comportării elementului de tip cablu și rezistențele acestuia, definește domeniile de aplicabilitate a acestora, descrie modul de alcătuire și tipurile uzuale de cabluri portante precum și accesoriile aferente.

Capitolul 3 Sisteme structurale pe cabluri utilizate în construcția podurilor – descrie tipurile de configurații structurale utilizate la podurile cu cabluri portante, dezvoltă metodele de analiză structurală pentru structurile de poduri hobanate, suspendate și poduri în arc cu tirant, evidențiând schemele statice și alcătuirile sistemelor structurale cu cabluri eficiente precum și modul în care rigiditățile elementelor sistemului pilon-tablier-cabluri influențează performanța structurală.

Capitolul 4 Influența modului de dispunere a cablurilor la construcțiile cu cabluri portante – explică noțiunile teoretice pentru analiză, în funcție de configurația structurală a cablurilor pentru podurile hobanate, suspendate și în arc cu tirant și rețea de cabluri, dar și rezultatele obținute în cadrul încercărilor experimentale pe modele la scară și pe modele digitale.

Capitolul 5 Aplicarea rezultatelor cercetării la proiectarea structurilor cu cabluri portante – se referă la algoritmul de lucru pentru modelarea structurilor cu cabluri în programe de analiză structurală Midas Civil și Csi Bridge. De asemenea în capitol se descriu studii de caz pentru fiecare tip de structură analizat.

Capitolul 6 Concluziile tezei de doctorat și contribuții – Sintetizează obiectivele propuse și modul de îndeplinire al acestora pentru configurațiile structurale studiate.

I.5 METODA DE CERCETARE ABORDATĂ, METODOLOGIA CERCETĂRII

Metodele generale de cercetare abordate sunt următoarele:

- Cercetare bibliografică
- Metoda analitică
- Metoda modelării structurale
- Metoda experimentală

Metodele de investigație abordate sunt următoarele:

- Metoda analitică, prin prezentarea metodelor de calcul simplificat al sistemelor pe cabluri.
- Metoda modelării structurale, prin modelarea și analiza sistemelor pe cabluri portante în programe de analiză structurală.
- Metoda experimentală, prin realizarea unor modele la scară testate la capacitate portantă în laborator.
- Metoda observației, prin urmărirea comportării structurilor de poduri executate, unde s-au aplicat soluții prezentate în cadrul cercetării efectuate.

I.6 CONTRIBUȚIILE, ORIGINALITATEA ȘI VALOAREA REZULTATELOR OBTINUTE, APLICABILITATEA ACESTORA, MODUL ÎN CARE POT FI UTILIZATE PENTRU CONTINUAREA CERCETĂRILOR

Contribuțiile personale rezultate ca urmare a cercetării, descrise în ultimul capitol se prezintă astfel:

- Elaborarea unui suport teoretic pentru conceptul și analiza preliminară a structurilor de poduri având în alcătuire cabluri portante.
- Realizarea unor aplicații de calcul estimativ al cantităților pentru suprastructuri de poduri hobanate și suspendate în funcție de configurația sistemului structural ales.
- Stabilirea configurațiilor structurale eficiente pentru diferite aranjamente ale cablurilor la structurile în arc cu tirant având deschiderea de 100 m.
- Descrierea algoritmului de lucru pentru analiza structurală în cazul unui pod hobanat, inclusiv determinarea forței optime de tensionare a cablurilor, cu ajutorul programului de analiză structurală Csi Bridge.
- Descrierea algoritmului de lucru pentru analiza structurală în cazul un pod în arc cu tirant și rețea de tiranți, inclusiv analiza seismică cu spectru de răspuns, cu ajutorul programului de analiză structurală Midas Civil.

Originalitatea lucrării este evidențiată în rezultatele experimentale pe modelele la scară realizate în laborator și pe datele specifice ale analizelor structurale realizate cu ajutorul programelor de calcul. Bazele teoretice privind studiul și alcătuirea cablurilor și a structurilor pe cabluri portante au la bază studiul bibliografic al literaturii internaționale de specialitate,

al broșurilor și al cataloagelor furnizorilor dar și reglementările tehnice în acest domeniu, structurate astfel încât să poată fi utilizate în mediul academic, dar și în practica curentă.

Aplicarea rezultatelor poate fi atât în cadrul proiectelor de investiții cât și în mediul academic. Prin teză se prezintă următoarele informații de bază pentru proiectarea structurilor pe cabluri:

- Prezentarea tipurilor de cabluri și a sistemelor de ancoraj.
- Date privind rezistențele elementelor de tip cablu.
- Prezentarea elementelor de amortizare a cablurilor.
- Calculul modulului de elasticitate ideal al cablului.
- Analiza statică a cablului.
- Calculul greutății preliminare a sistemelor hobanate și suspendate.
- Alcătuirea și calculul preliminar al pilonilor structurilor suspendate și hobanate.
- Alcătuirea și calculul preliminar al grinzilor de echilibrare (tablere).
- Modelarea structurală a unui pod hobanat cu ajutorul programului Csi Bridge.
- Analiza pe etape de execuție a unui pod hobanat.
- Determinarea forței optime de tensionare a hobanelor la un pod hobanat.
- Modelarea structurală a unui pod în arc cu tirant și rețea de tiranți cu ajutorul programului Midas Civil.
- Prezentarea performanțelor structurale la podurile cu cabluri portante în funcție de modul de dispunere a cablurilor.

Continuarea cercetării în domeniul tezei se orientează spre detalierea metodelor de analiză neliniară și analiză dinamică pentru structurile pe cabluri portante, dar și prezentarea metodelor de calcul pentru determinarea efectelor asupra cablurilor produse de fenomenul vânt-ploaie și de acțiunile seismice.

I.7 GRADUL DE ATINGERE A OBIECTIVELOR

Obiectivele propuse în cadrul cercetării se consideră atinse, respectiv:

- Promovarea utilizării structurilor pe cabluri portante în România este realizată prin publicarea lucrărilor menționate la capitolul următor în publicațiile tehnice naționale și internaționale.

- Prezentarea istoricului și evoluției structurilor pe cabluri portante prin prezentarea cronologică a dezvoltării podurilor pe cabluri, cu exemple ilustrate.
- Evidențierea eficienței structurilor pe cabluri portante s-a marcat în cadrul unui suport teoretic pentru conceptul și analiza preliminară a structurilor de poduri având în alcătuire cabluri portante.
- Realizarea de aplicații de calcul estimativ al cantităților pentru suprastructuri de poduri hobanate și suspendate în funcție de configurația sistemului structural ales.
- Descrierea unor studii de caz pentru 4 proiecte de poduri din România.
- Obiectivul privind cunoașterea influenței modului de dispunere a cablurilor la structurile de poduri cu cabluri portante s-a atins prin realizarea unor grafice comparative între modelele structurale analizate având configurații diferite ale cablurilor, dar și prin prezentarea modului de calcul al înclinării optime al cablurilor la sistemele hobanate.

I.8 MODALITĂȚILE DE VALORIFICARE A REZULTATELOR

Rezultatele cercetării pot fi valorificate prin publicarea unui ghid tehnic privind alcătuirea și calculul structurilor pe cabluri portante cuprinzând baza teoretică de calcul, exemple prezentate și studii de caz care să servească atât mediului academic cât și în practica inginerescă curentă, la nivel național, dar nu numai.

Un alt mod de valorificare a rezultatelor este prin publicarea unor prezentări video/slide cuprinzând algoritmul de lucru pentru analiza structurală a podurilor cu cabluri portante cu ajutorul programelor Csi Bridge și Midas Civil.

Prin participarea la conferințe și organizarea de evenimente publice se pot susține lucrări științifice realizate pe baza cercetărilor efectuate având ca scop promovarea soluțiilor dezvoltate în cadrul tezei.

De asemenea, rezultatele cercetării au fost valorificate prin contribuții majore pentru nouă proiecte în curs de implementare din România, la care autorul a luat parte, ca urmare a alegerii judicioase a soluției tehnice și a optimizării structurale efectuate.

I.9 MODUL DE DISEMINARE A REZULTATELOR OBȚINUTE

Pentru diseminarea rezultatelor obținute s-au realizat următoarele activități:

- Publicarea de articole în reviste de specialitate
- Susținerea de articole la simpozioane naționale și internaționale
- Participarea la conferințe naționale și internaționale

Lucrările susținute și publicate se prezintă mai jos:

1. A Modern Approach to Tied-Arch Bridge Analysis and Design - BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI; Publicat de Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași; Tomul LXI (LXV), Fasc. 2, 2015, pg. 75-84, ISSN: 1224-3884, e-ISSN: 2068-4762; Secția CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ, publicat la data: 10/18/2015.
2. Optimization of hanger înclinațion for a tied-arch bridge - 2nd International Conference for PhD students in Civil Engineering and Architecture- CE-PhD 2014. Localitatea: Cluj-Napoca; Tara: Romania;Perioada: 10-12 Decembrie 2014
3. Using recycled synthetic materials as reinforcements for modern lightweight structural elements - 16th International Multidisciplinary Scientific GeoConference and EXPO SGEM 2016, Congress Centre “Flamingo Grand” Albena Resort, Bulgaria 28.06.2016 - 07.07.2016 –Poster presentation.
4. Experimental Bending Behavior of Glue Laminated Timber Beams Advanced Engineering Forum (Volume 21) ISSN 2234-991X, pg 249-254
5. A different approach to classic structural reinforcements using recycled synthetic materials, 10th International Conference Interdisciplinarity in Engineering, INTER-ENG 2016, ISSN 1877 – 7058, pg 273-279
6. A Different Approach to Tied-Arch Bridge Analysis and Design - Annals of Faculty engineering Hunedoara- international journal of engineering –ACTA TEHNICA CORINIENSIS – Bulletin of Engineering Tome VIII [2015] Fascicule 4 [October – December], ISSN: 2067 – 3809
7. Economical solutions for short-span bridges using reinforced glue laminated timber and steel, 9th International Conference „Bridges in Danube Basin 2016“, BDB 2016, pg. 91-96, Procedia Engineering 156 (2016) 227 – 232, ISSN: 1877-7058

Lucrările susținute și publicate au cuprins unele rezultate ale cercetării, derulate în perioada 2013-2016.

I.10 MODUL ÎN CARE S-AU APLICAT SAU ÎN CARE SE VOR APLICA REZULTATELE ÎN PERIOADELE URMĂTOARE

Rezultatele cercetării din această teză au contribuit la realizarea studiilor de fezabilitate și a proiectelor tehnice pentru următoarele obiective:

1. „Pod peste râul Someș, în Orașul Ulmeni, județul Maramureș” - SF+PT+AT
2. „Pod peste râul Someș, între Orașul Seini și Comuna Pomi” - SF+PT+AT
3. „Pod peste râul Bega la Ictar-Budinț, Comuna Topolovățu Mare, jud. Timiș” - SF+PT+AT
4. „Pod în comuna Maieru, județul Bistrița-Năsăud” - SF+PT+AT
5. „Construire pod peste râul Someșul Mare în Comuna Feldru, județul Bistrița-Năsăud” - SF+PT+AT
6. „Îmbunătățirea spațiilor publice urbane și cultural-recreative în Orașul Sîngeorz-Băi – Pasarelă Pietonală” - DALI
7. „Pod peste râul Gurghiu, în comuna Solovăstru, județul Mureș” - SF
8. „Reabilitare Pasarelă Stadion în Municipiul Mediaș, județul Sibiu” – DALI
9. „Pod suspendat peste râul Iza, în comuna Rozavlea, județul Maramureș” – SF

Primul proiect, „Pod peste râul Someș, în Orașul Ulmeni, județul Maramureș” (figura 1), a demarat în anul 2014, pentru care s-a solicitat optimizarea unui proiect existent. Proiectul initial, realizat în anul 2009 prevedea soluția de traversare a râului cu un pod pe grinzi prefabricate din beton precomprimat, având 5 deschideri de câte 40 m, având bugetul estimat al lucrărilor C+M: 12 281 440 lei (fara TVA). Dat fiind faptul că pe baza studiului realizat în anul 2009, beneficiarul nu a reușit să obțină finanțare, s-au demarat procedurile pentru revizuirea studiului de fezabilitate și actualizarea indicatorilor tehnico-economici și reconsiderarea soluțiilor tehnice având ca scop reducerea costurilor investiției. Astfel, prin revizuirea soluțiilor inițiale și alegerea unui sistem structural eficient, s-au redus costurile investiției la valoarea de 8 501 879 lei (fara TVA) în soluția cu arc metalic cu calea jos și rețea de tiranți și viaduct de acces, obținându-se o economie de 3 779 561 lei (fara TVA) reprezentând cca. 30 % din valoarea inițială a lucrărilor. La stabilirea soluției tehnice s-a urmărit reducerea costurilor infrastructurilor în raport cu suprastructura prin eliminarea pilelor din albia râului Someș și realizarea unei deschideri principale de 100 m care să acopere întreaga albie minoră, dar și un viaduct de acces pentru asigurarea deșeuului necesar tranzitării debitului de calcul la asigurarea impusă. Pornind de la obiectivele propuse, s-a adoptat următoarea soluție pentru deschiderea principală: pod în arc cu tirant și

rețea de cabluri. Modul de dispunere a cablurilor a rezultat ca urmare a analizării celor 6 configurații în cadrul cercetării. Pentru fiecare dintre variante s-au efectuat calcule pe modele digitale și machete la scară. Soluția tehnică cuprinde două arce având deschiderea de 100 m și săgeata la cheie de 17 m, dispuse la 11 m între nașteri, înclinate 15 grade înspre interiorul podului, solidarizate la partea superioară prin intermediul contravântuirilor în X, având nașterile legate prin intermediul grinzilor tirant. Grinzile tirant sunt solidarizate prin intermediul antretoazelor și a contravântuirilor în plan orizontal. Legătura dintre arce și grinda tirant se realizează prin sudură la nașteri, iar în câmp prin intermediul suspensorilor de tip bară de tensiune, dispuse într-o configurație de tip rețea de cabluri înclinate, optimizată în cadrul lucrării de cercetare. Raportul între deschidere și săgeata arcului $f/l=0.17$, iar diametrul tiranților este de 80 mm, realizați din bare filetate S460, având modulul de elasticitate de 210 GPa. Atât secțiunea arcelor cât și secțiunea grinzilor tirant au fost alese circulare, având diametrul de 762x30 mm, din considerentul modulelor de rezistență ale secțiunilor, ținând cont de înclinația planelor arcelor.



Fig. 1 Pod peste Râul Someș în orașul Ulmeni

Al doilea proiect, „Pod peste râul Someș, între Orașul Seini și Comuna Pomi”, a demarat în anul 2015 (figura 2). Pornind de la constrângerile impuse de factorii de mediu, amplasamentul fiind situat în aria protejată ROSCI 0436 Someșul Inferior, s-a impus traversarea cursului de apă fără deranjarea habitatelor din albia minoră, prin realizarea unei deschideri peste luciul de apă la nivelul de etiaj. În mod similar cu podul prezentat anterior, în acest proiect soluția tehnică aleasă cuprinde un arc metalic cu calea jos cu rețea de tiranți înclinați, având deschiderea de 100 m care reazemă pe infrastructurile amplasate în exteriorul luciului de apă și un viaduct de acces.

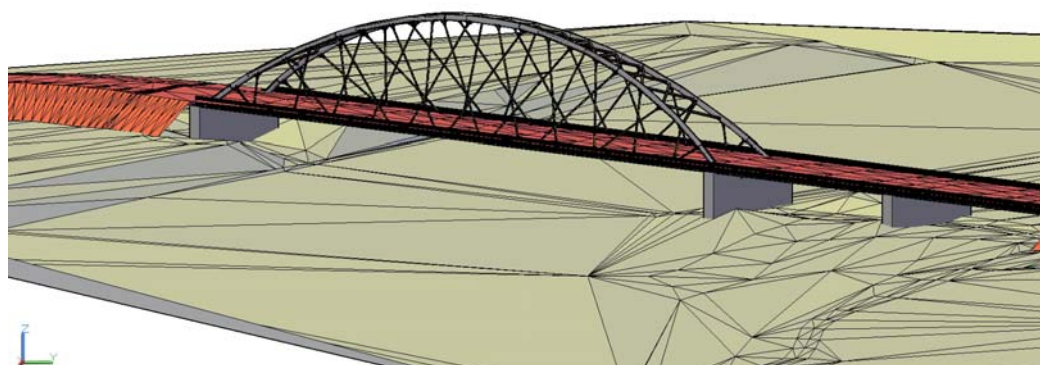


Fig. 2 Pod peste râul Someș, în orașul Seini

Proiectul al treilea cuprinde un pod având o singură deschidere de 60 m peste râul Bega, ce constă într-un arc metalic cu calea jos și rețea de tiranți (Figura 3). Abordarea diferă de cele două proiecte prezentate anterior în ceea ce privește dispunerea în plan a arcelor, în cazul de față cele două arce fiind paralele. Soluția tehnică cuprinde două arce având deschiderea de 60 m și săgeata la cheie de 10 m dispuse paralel la 7 m interax, solidarizate la partea superioară prin intermediul contravântuirilor în X, având nașterile legate prin intermediul grinzilor tirant. Grinzile tirant sunt solidarizate prin intermediul antretoazelor. Legătura dintre arce și grinda tirant se realizează prin sudură la nașteri, iar în câmp, prin intermediul suspensorilor de tip bară de tensiune, dispuse într-o configurație de tip rețea de cabluri înclinate, optimizată în cadrul lucrării de cercetare. Raportul între deschidere și săgeata arcului $f/l=0.17$, iar diametrul tiranților este de 60 mm, realizați din bare filetate S460, având modulul de elasticitate de 210 GPa. Atât secțiunea arcelor cât și secțiunea grinzilor tirant au fost alese rectangulare având dimensiunile de 600x600 mm.

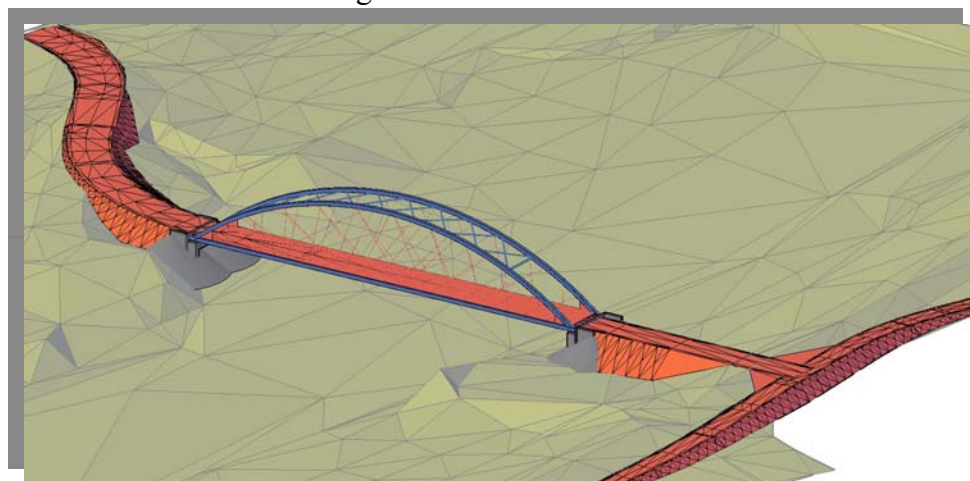


Fig. 3 Pod peste râul Bega în comuna Topolovățu Mare

Cel de-al patrulea proiect, „Pod în comuna Maieru, județul Bistrița-Năsăud” (figura 4) prezintă o abordare similară cu celelalte proiecte enumerate mai sus, impusă de constrângerile din amplasament, respectiv existența unui pod existent pe grinzi de beton având trei deschideri ce asigură legătura dintre un cartier și drumul național. Spațiul de manevră este restrâns din cauza limitelor de proprietate existente racordate la infrastructurile podului. Astfel, prin tema de proiectare s-a solicitat reducerea la minim a timpului de aplicare a restricțiilor de circulație pe strada pe care este amplasat podul. Podul nou este alcătuit respectând soluția tehnică de arc metalic cu calea jos și rețea de tiranți. Tehnologia de execuție constă în construirea podului nou, utilizând podul existent ca reazeme provizorii și platformă de lucru și montaj pentru arce, cu desfășurarea circulației în regim restricționat pe perioada montajului celor două arce, traficul urmând a fi întrerupt la începutul montajului antretoazelor, care necesită desfacerea tablierului existent, reducând astfel la minim perioada cu trafic întrerupt. Soluția tehnică cuprinde două arce dispuse paralel având deschiderea de 36 m și săgeata la cheie de 7.5 m, la 7.4 m interax, solidarizate la partea superioară prin intermediul contravântuirilor în X, având nașterile legate prin intermediul grinzilor tirant. Grinzile tirant sunt solidarizate prin intermediul antretoazelor. Legătura dintre arce și grinda tirant se realizează prin sudură la nașteri, iar în câmp prin intermediul suspensorilor de tip bară de tensiune, dispuse într-o configurație de tip rețea de cabluri înclinate, optimizată în cadrul lucrării de cercetare. Raportul între deschidere și săgeata arcului $f/l=0.21$, iar diametrul tiranților este de 40 mm, realizați din bare filetate S460, având modulul de elasticitate de 210 GPa. Atât secțiunea arcelor cât și secțiunea grinzilor tirant au fost alese dreptunghiulare având dimensiunile de 400x600 mm.



Fig. 4 Pod peste Râul Someș în comuna Maieru

Al 5-lea proiect, având ca denumire: „Construire pod peste râul Someșul Mare în Comuna Feldru, județul Bistrița-Năsăud” abordează aceeași soluție tehnică adaptată la situația din teren (figura 5). Constrângerile principale ale acestui proiect constă în lungimea redusă a rampei de acces de pe malul stâng având în vedere distanța redusă dintre accesul pe pod și intersecția cu drumul național DN17D, precum și nivelul apelor corespunzător debitului de calcul cu asigurarea corespunzătoare categoriei de importanță hidrotehnică. Aceste constrângeri au impus o înălțime redusă a construcției care să asigure atât înălțimea de gardă, cât și racordarea dintre cota finală a căii pe pod și cota drumului național la o pantă acceptabilă. Cerințele din teren au determinat stabilirea soluției.

Soluția tehnică cuprinde două arce având deschiderea de 40 m și săgeata de 7 m, dispuse paralel la 6.2 m interax, solidarizate la partea superioară prin intermediul montanților, având nașterile legate prin intermediul grinzilor tirant. Grinzile tirant sunt solidarizate prin intermediul antretoazelor. Legătura dintre arce și grinda tirant se realizează prin sudură la nașteri, iar în câmp prin intermediul suspensorilor de tip bară de tensiune, dispuse într-o configurație de tip rețea de cabluri înclinate, optimizată în cadrul lucrării de cercetare. Raportul între deschidere și săgeata arcului este: $f/l=0.17$, iar diametrul tiranților este de 40 mm, realizați din bare filetate S460, având modulul de elasticitate de 210 GPa. Atât secțiunea arcelor cât și secțiunea grinzilor tirant au fost alese dreptunghiulare având dimensiunile de 400x600 mm.

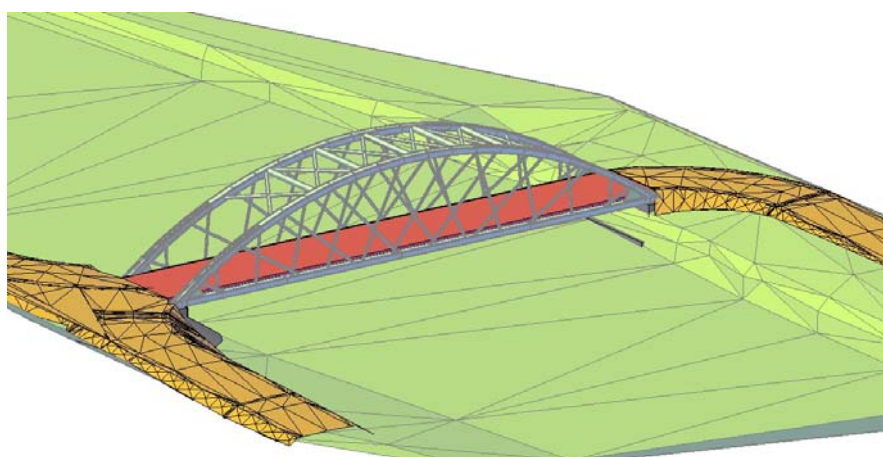


Fig. 5 Pod peste râul Someșul Mare în comuna Feldru

În afară de cele cinci proiecte prezentate mai sus ce au în comun soluția tehnică de arc cu tirant și rețea de tiranți, care se află în execuție în diferite stadii la momentul redactării finale a tezei, pe aceeași soluție tehnică optimizată în cadrul prezentei cercetări, s-au mai elaborat încă trei documentații tehnico-economice la nivel de Studiu de Fezabilitate/

Documentație de Autorizare a Lucrărilor de Intervenție pentru două pasarele pietonale având deschideri de 40 m, respectiv 60 m și un pod rutier având deschidere de 40 m.

În cadrul proiectului „Pod suspendat peste râul Iza, în comuna Rozavlea, județul Maramureș” s-a solicitat indicarea soluției tehnice optime pentru traversarea râului Iza, în comuna Rozavlea (Figura 6). Astfel, ca urmare a studiului soluțiilor alternative, s-a predimensionat o structură suspendată având trei deschideri dintre care două laterale de 16 m și o deschidere centrală de 60 m, ce asigură atât circulația auto cât și cea pietonală. Dat fiind faptul că albia minoră a râului pe acest sector se lărgește la cca. 60 m și este încadrată de diguri, lungimea totală a podului a fost dictată de lucrările hidrotehnice de apărare împotriva inundațiilor. Sistemul structural cuprinde un tablier metalic alcătuit din două grinzi principale din europofile, solidarizate prin intermediul antretoazelor și a predalelor cu monolitizare. Tablierul este simplu rezemat pe riglele transversale dintre pilonii metalici de secțiune circulară variabilă articulați la bază și susținut de tiranți verticali alcătuiți din cabluri având diametrul de 20 mm la o echidistanță de 2 m, atât pe deschiderile laterale cât și pe deschiderea centrală. Cablul principal, construcție simplă 1x61 a fost dimensionat pentru o sarcină capabilă de 3580 kN. Pentru limitarea deplasărilor verticale din încărcări asimetrice s-au prevăzut contrahobane ancorate de pile. Totate cablurile prevăzute au modulul de elasticitate de 160 GPa. Dimensionarea elementelor s-a realizat prin metodele prezentate în cadrul lucrării.

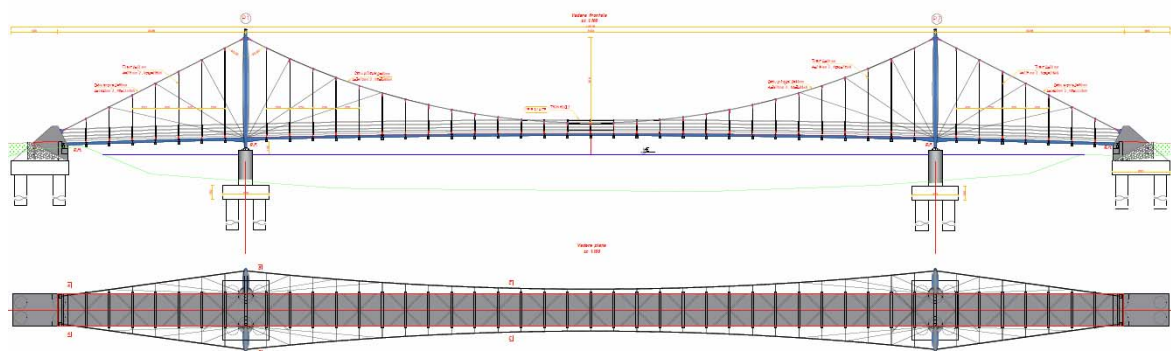


Fig. 6 Pod peste râul Iza, în comuna Rozavlea

În continuarea cercetării, se urmărește publicarea unui ghid tehnic privind alcătuirea și calculul structurilor pe cabluri portante cuprinzând baza teoretică de calcul, exemple prezentate și studii de caz care să servească atât mediului academic cât și în practica inginerescă curentă. De asemenea, în perioada următoare se urmărește participarea la conferințe și organizarea de simpozioane având ca scop împărtășirea cunoștințelor dobândite, cu lucrări științifice elaborate pe baza rezultatelor obținute în cadrul tezei.



UNIUNEA EUROPEANĂ



Fondul Social European
POSDRU 2007-2013



Instrumente Structurale
2007-2013



OIPOSDRU

MINISTERUL
EDUCAȚIEI ȘI
CERCETĂRII
ȘTIINȚIFICE



I.11 MULȚUMIRI

Acest subcapitol se adresează tuturor celor ce mi-au fost alături și m-au sprijinit pe durata cercetării și cărora le adresez mulțumiri pe această cale: Dl. Prof. Dr. Ing Gavril Köllő, Prof. Dr. Ing. Petru Moga, Conf. Dr. Ing, Ștefan Guțiu, Asist. Dr. Ing. Vladimir Marusceac și întregului colectiv al departamentului Căi Ferate, Drumuri și Poduri din cadrul Facultății de Construcții, Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca.

De asemenea mulțumiri pentru susținere familiei: dr. Oana Strîmb, Vlad Ana, ing. Vlad Vasile, ec. Vlad Mihaela, ec. Vlad Florin, și a colaboratorilor: ing. Andrei Aron, ing. Emil Popa, ing. Robert Veskan, ing. Filip Văcărescu și societăților comerciale care m-au susținut: SC. VLAD DESIGN PROJECT SRL, SC COSTIN ȘI VLAD BIROU DE PROIECTARE SRL, SC SOMEȘ-TOP-GRUP SRL SC. EPUROM.SA, SC. FORSTINGER.SRL, SC. DEBITARE SRL, SC. METAL GECA SRL, SC. LAB CON SRL, SC. FREYROM SA, SC. ALMET SRL, SC FRASINUL SRL, PRIMARIA MAIERU, PRIMARIA SEINI, PRIMARIA FELDRU și trupei DIAMONDS ARE FOREVER.

II CABLUL CA ELEMENT STRUCTURAL

II.1 ISTORICUL STRUCTURILOR PE CABLURILOR PORTANTE

II.1.1 Evoluția structurilor pe cabluri portante

Ideea utilizării elementelor structurale solicitate la întindere a apărut încă din antichitate, acest sistem structural fiind identificat la ambarcațiunile egiptenilor (Troitsky, 1988), în perioada 2558 – 2446 îHr. Navele de mari dimensiuni (nave comerciale și navele de luptă) necesitau o suprafață mare a panzei pentru a se deplasa, astfel, pentru a asigura rigiditatea catargului, acesta se ancora pe înălțime, din loc în loc, cu mai multe rânduri de sfori prinse de structura de lemn a vasului. Una din alcătuirile constructive ale sistemului de ancoraj al catargului utilizat la ambarcațiunile egiptenilor se prezintă în figura 7.

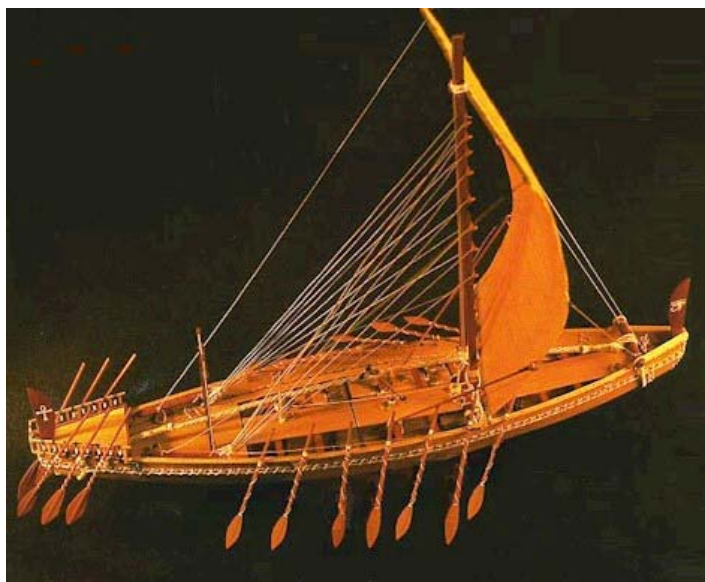


Fig. 7 Navă antică egipteană cu catarg ancorat

Sfoara ca element structural a avut un rol important în dezvoltarea sistemului de transport, a activităților de manipulare și a construcțiilor, fiind utilizată atât ca elemente de ancoraj la ambarcațiuni, cât și pentru alte activități diverse precum:

- realizarea legăturilor între diferite elemente de construcție.
- transportul și ridicarea încărcăturilor grele.
- scări din frânghie.
- plase de pescuit.

Sforile erau realizate din diverse fibre precum: fibrele de palmier, cânepă, papirus, stuf sau chiar păr de camilă. După uscare, acestea se despicau și se împleteau, realizându-se astfel un element continuu. Tehnica principală de realizare a sforilor utilizată de egipteni

consta în răsucirea a două sau mai multe fibre de aceeași grosime într-un sens, iar apoi răsucirea împletiturilor rezultate în sens opus pentru a forma o sfoară de diametru mai mare. În funcție de utilizarea sforilor, procesul se continua până la obținerea diametrului dorit. Capetele elementelor erau legate pentru a preveni desrăsucirea. După finalizarea procesului, frânghiile erau lovite cu lemne pentru a elimina tensiunile rezultate în urma răsucirii și erau stocate în suluri. Schițe referitoare la realizarea frânghiilor sunt prezentate în figura 8.

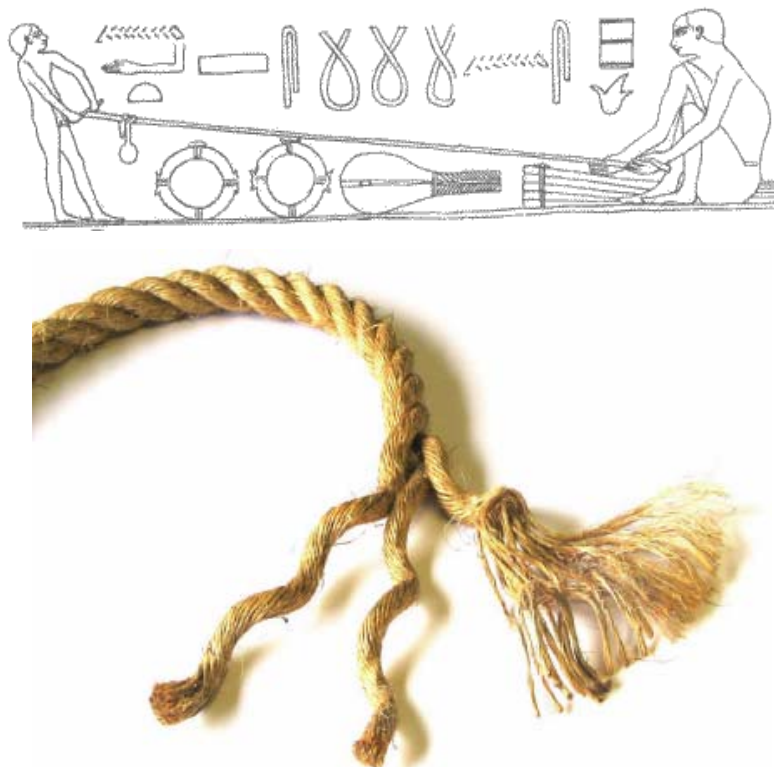


Fig. 8 Tehnologia de realizare a frânghiilor

O altă dovadă a utilizării elementelor de tip cablu în antichitate se găsește în pădurile tropicale, unde s-au realizat traversări de obstacole alcătuite din liane ancorate de arbori. Lianele susțin podine din lemn de bambus, realizând astfel o punte de trecere (Troitsky, 1988). Acest tip de structuri există și astăzi în pădurile tropicale, iar unele sunt realizate din liane vii, reabilite din generație în generație, care cu trecerea timpului și-au mărit diametrul și au devenit mult mai rezistente. Podurile „vii” sunt un punct de atracție pentru turiști având în vedere ca acestea au peste 500 ani vechime. În figura 9 sunt ilustrate două alcătuirii constructive ale podurilor din liane.

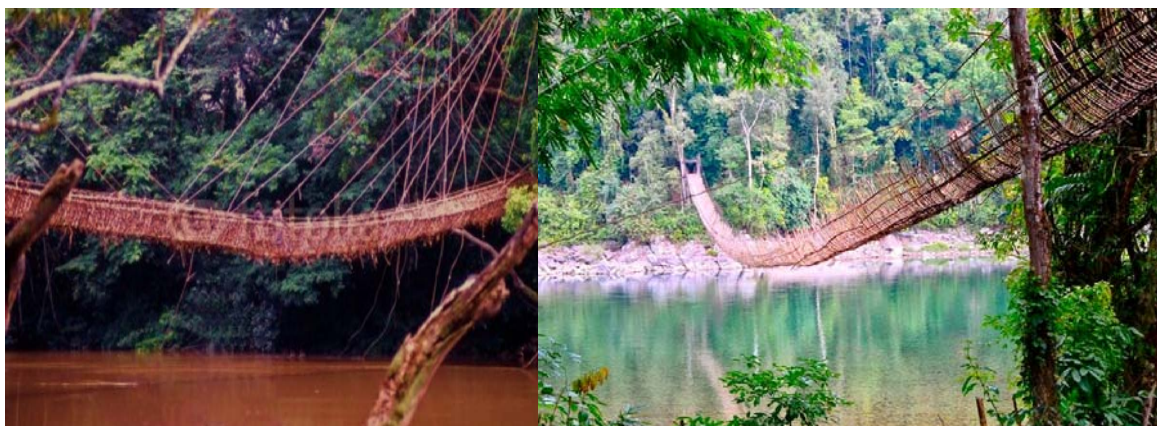


Fig. 9 Poduri primitive din liane și bambus

Primele sisteme de poduri cu elemente de rezistență supuse la întindere au fost propuse de inginerul Faustus Verantius (Troitsky, 1988) în cartea sa, *Machinae Novae*, publicată în Veneția în anul 1595 alături de alte invenții ale acestuia. În această carte Faustus a prezentat soluții atât pentru un sistem suspendat, cât și pentru sistemul hobanat. Sistemul hobanat propus consta în realizarea unui tablier din lemn, ancorat de un turn din zidarie prin intermediul unor tije metalice având inele la capete, conectate între ele asemenea lanțurilor (figura 10).

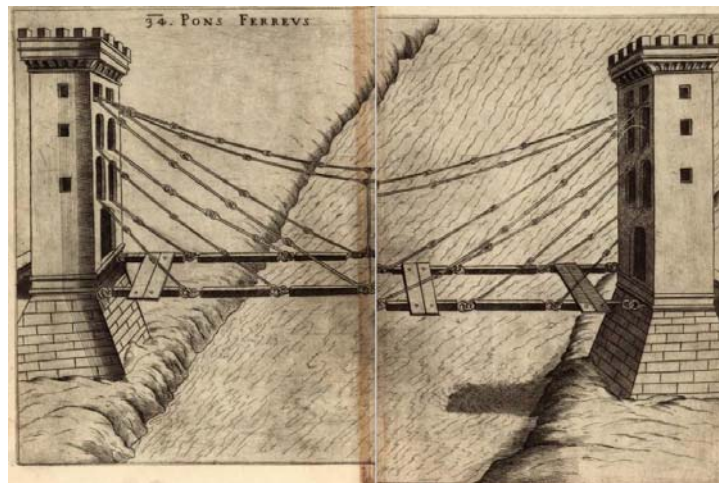


Fig. 10 Pod hobanat propus de Faustus Verantius 1617

Sistemul suspendat era alcătuit tot dintr-un tablier de lemn, suspendat prin intermediul unor sfori secundare de o sfoară principală de diametru mai mare, care trecea peste pilonii din lemn și se ancora de o contragreutate. Deplasarea în sens longitudinal a sistemului era asigurată prin role montate la vârful pilonilor (figura 11).

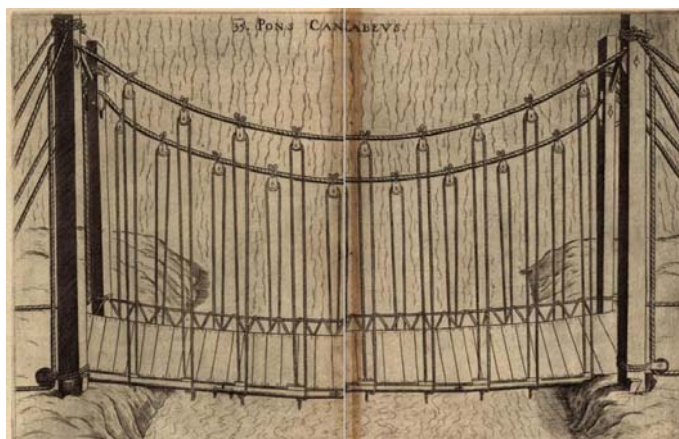


Fig. 11 Pod suspendat propus de Faustus Verantius 1617

Următorul pod de tip hobanat a fost propus de tâmplarul de origine germană Immanuel Loscher în anul 1784 și avea deschiderea de 32 m, fiind realizat în totalitate din lemn (Figura 12) (Rene Walther, 1999) (Walter Podolny, 1986).

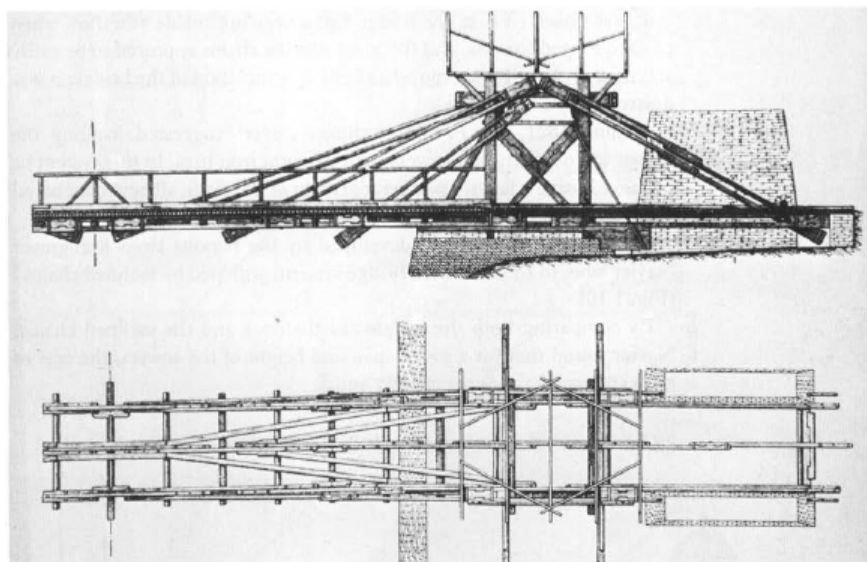


Fig. 12 Pod hobanat din chereștea propus de Loscher - 1784

Conceptul de sistem hobanat a fost folosit 33 de ani mai târziu, în anul 1817 de doi ingineri britanici, Redpath și Brown, care au conceput podul pietonal King's Meadow având o deschidere de 33.6 m, utilizând hobane din sârme metalice ancorate de pilonii din fontă (figura 13). (Troitsky, 1988)

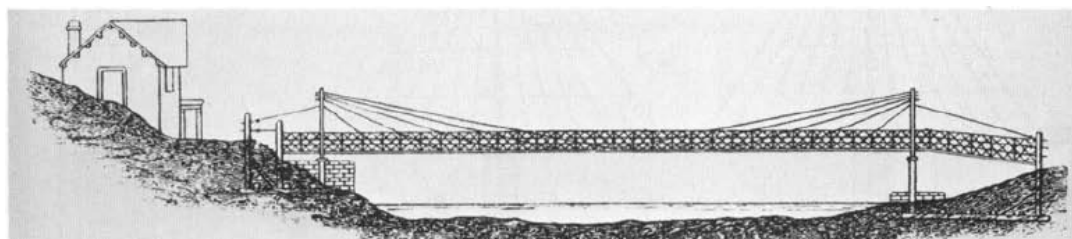


Fig. 13 Podul pietonal King Meadow - 1817

Tot în Anglia, în același an (1817) a fost construit și podul Dryborough peste râul Tweed, de către inginerii J. și W. Smith, având deschiderea de 79.3 m și lățimea tablierului de 1.2 m, utilizând un sistem structural hibrid – suspendat și hobanat – utilizând materiale metalice cu conținut mare de carbon ce constau în elementele de susținere alcătuite din lanțuri de fier forjat. Câteva luni mai târziu, în anul 1818 structura s-a prăbușit din cauza vibrațiilor induse de vânt. (figura 14). (Walter Podolny, 1986) (Rene Walther, 1999)

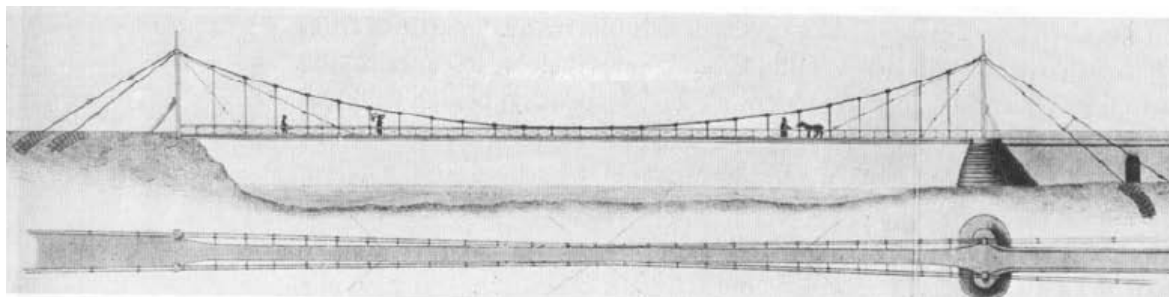


Fig. 14 Podul pietonal Dryborough - 1817

Arhitectul francez Poyet a propus în anul 1821 un sistem hobanat având pilonii de înălțime mai mare cu hobane din fier forjat ancorate de vârful pilonilor (figura 15). Ideea lui Poyet a fost preluată câțiva ani mai târziu (1823) de către marele inginer francez Navier, care a studiat rigiditatea sistemelor de poduri cu lanțuri înclinate și a propus două sisteme hobanate. (figura 16) (Troitsky, 1988).

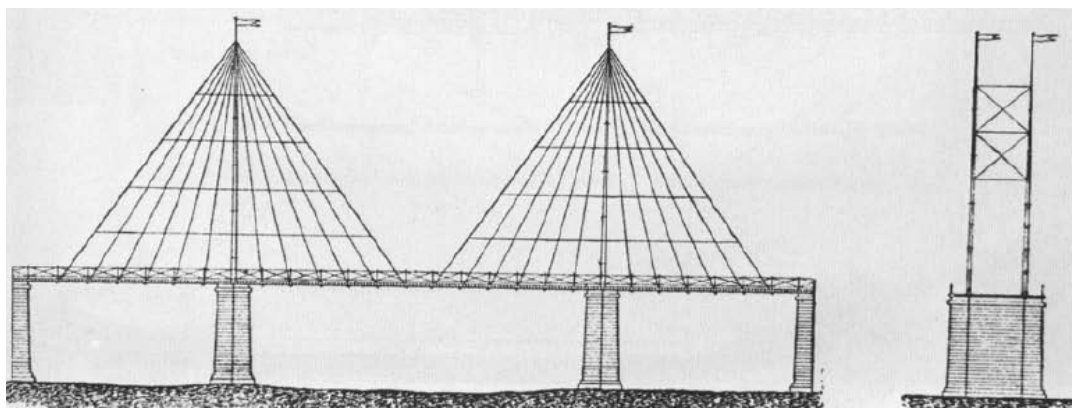


Fig. 15 Sistem propus de arhitectul Poyet în anul 1821

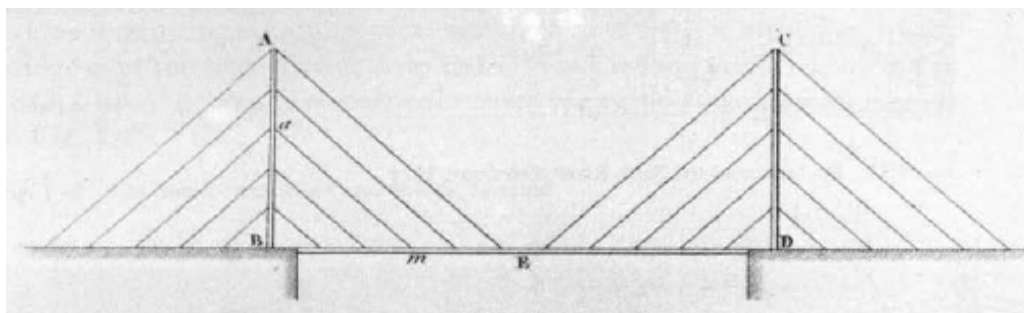


Fig. 16 Sistem hobanate propuse de Navier - 1823

Primul pod hobanat din Germania a fost construit de inginerii Christian Gottfried și Heinrich Bandhauer în orașul Neinburg. Construcția a început în anul 1824 și a fost finalizată în anul 1825. Podul era destinat traficului rutier și pietonal, iar materialele utilizate au fost oțelul, piatra și lemnul. Podul avea lungimea totală de 118 m și deschiderea centrală de 78 m. Hobanele au fost realizate din lanțuri, ancorate în vârful pilonului de tip portal, realizat din lemn. La doar patru luni de la inaugurare, în data de 6 Decembrie 1825, podul a cedat sub încărcarea deschiderii stângi, în cadrul unei ceremonii, rezultând moartea a peste 55 de oameni (figura 17). (Rene Walther, 1999)

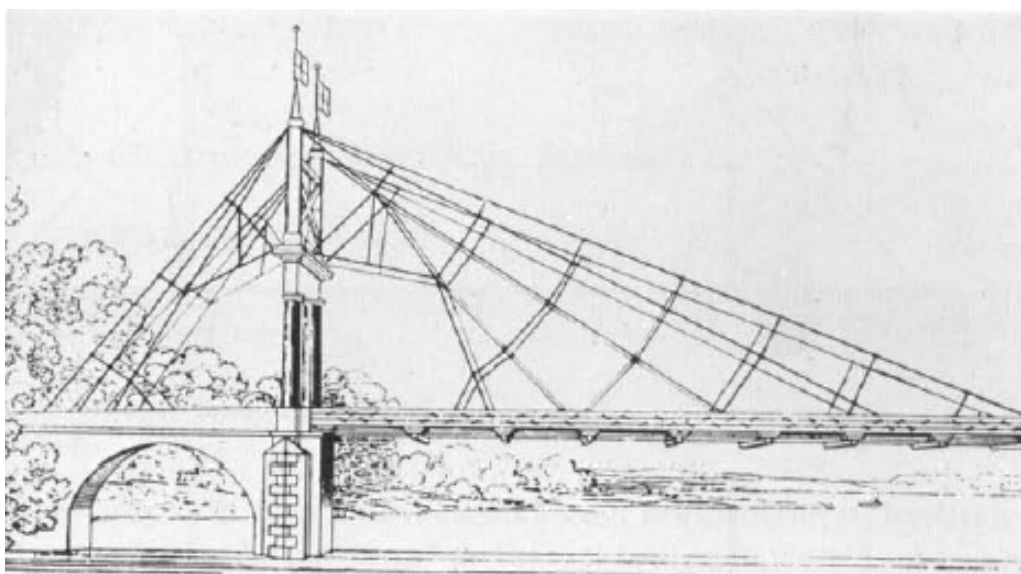


Fig. 17 Podul hobanat din Niemburg - 1824

Podul cu cea mai mare deschidere din Europa în acea perioadă a fost realizat în orașul Friburg, peste Valea Sarin, construit în anul 1834, având o deschidere centrală de 273 m. Tablierul era suspendat prin intermediul suspensorilor de câte patru cabluri principale de fiecare parte a tablierului, realizate din peste 1000 de sârme grupate în câte 20 de toroane pe fiecare cablu (Figura 18). Recordul la nivel mondial în ceea ce privește deschiderea suspendată a fost deținut până la 1849, când Charles Ellet Jr. a conceput podul peste râul Ohio, Wheeling Suspension Bridge. Acesta s-a prăbușit la o rafală puternică de vânt în 1851 și reconstruit câțiva ani mai târziu de inginerul J. Roebling. (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 18 Podul Grand Pont Suspendu din Fribourg - 1834

În aceeași perioadă, în Statele Unite ale Americii, inginerul J. Roebling a ales înlocuirea lanțurilor pentru elementele suspendate cu un sistem de sârme metalice, construind în anul 1855 un pod de cale ferată, în aval de Cascada Niagara, având deschiderea de 280 m, fiind primul pod suspendat de cale ferată din lume. Sistemul structural al podului era hibrid – suspendat și hobanat – și cuprindea un tablier dublat, având partea superioară destinată traficului feroviar și partea inferioară destinată traficului pietonal (figura 19). Tablierul dublu asigură o rigiditate superioară datorită înălțimii secțiunii, rezultând deformații reduse sub încărcările variabile. (Rene Walther, 1999).

După succesul podului Niagara, utilizând aceleași principii, în anul 1883 inginerul J. Roebling a conceput podurile Ohio (1867) și cel mai reprezentativ, podul Brooklyn, fiind construcția cea mai importantă de acest tip din acea perioadă, finalizată de fiul lui, W. Roebling, având o deschidere centrală de 486.5 m și o lungime totală de 1059,9 m. J. Roebling a fost cel ce a prevăzut înlocuirea elementelor din fier cu elemente din oțel, atingând rezistențe mult mai mari față de celelalte materiale utilizate anterior (figura 16). (Rene Walther, 1999). Cea mai distinctivă caracteristică a podurilor proiectate de J. Roebling este adăugarea sistemului de hobane complementar sistemului suspendat, având rolul de a sporii rigiditatea tablierului, crescând astfel și capacitatea portantă a întregii structuri. (Rene Walther, 1999).



Fig. 19 Podul de cale ferată Niagara - 1855

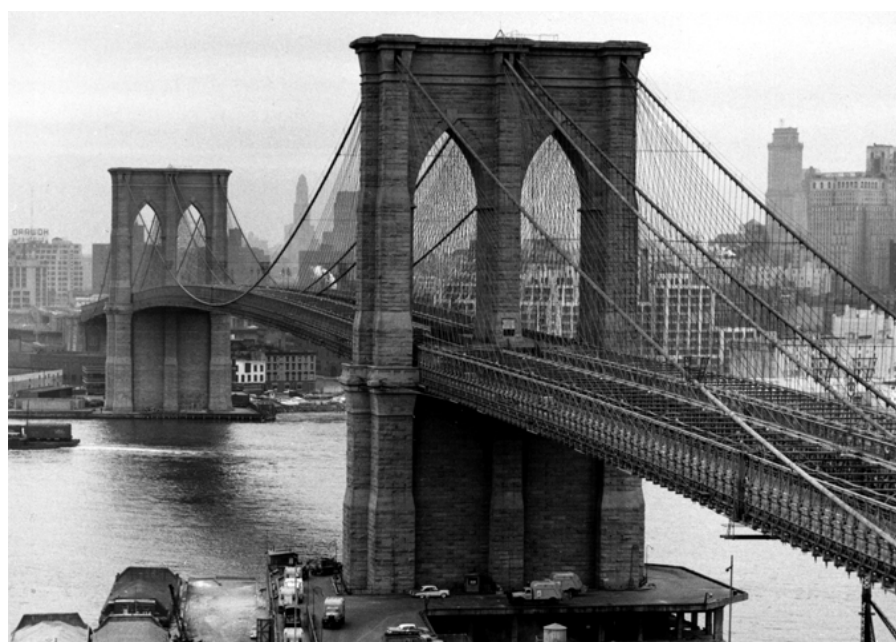


Fig. 20 Podul Brooklyn - 1883

După prăbușirea podurilor Niemburg și Dryburgh, sistemul exclusiv hobanat a fost evitat pentru o perioadă, hobanele utilizându-se doar pentru a spori rigiditatea tablierelor suspendate, pe sistemul propus de Roebling. În anul 1873 s-a construit podul Albert, peste Tamisa, având o deschidere de 122 m (figura 21). Abordarea proiectanților pentru podul Albert surprinde prin rigiditatea sporită a tablierului care a permis susținerea acestuia la

distanțe relativ mari între hobane și suspensori. Elementele de suținere a tablierului sunt alcătuite din bare laminare de oțel. (Rene Walther, 1999)



Fig. 21 Albert Bridge - 1873

Inginerul francez Arnodin, care a proiectat mai multe poduri suspendate din Franța realizate în a doua jumătate a secolului XIX, introduce un nou sistem care cuprinde alternarea modului de susținere a tablierului în lungul acestuia, utilizând hobane în primele sferturi, și suspensori pe jumătatea centrală a deschiderii principale. Podul peste râul Saon din Lyon construit în anul 1888 este realizat în acest sistem propus de Arnodin și are o deschidere centrală de 121 m (figura 22). (Troitsky, 1988)

Pe același concept, Arnodin a construit podul Bonhomme în anul 1904, având deschiderea centrală de 163 m, cu particularitatea că deschiderea principală a fost împărțită în trei sectoare, cele apropiate de piloni fiind hobanate, iar treimea centrală suspendată (figura 23).



Fig. 22 Pod peste râul Saon la Lyon - 1888



Fig. 23 Podul Bonhomme peste râul Blavet la Marbihan - 1904

Urmărind succesul inginerului J. Roebling, proiectantul L Moisseif a realizat podul Manhattan, finalizat în anul 1909, având o deschidere centrală de 455 m, constând într-un tablier rigid zăbreliț cu lățimea de 36.6 m și înălțimea de 7,3 m, suspendat de 4 cabluri principale de câte 37 de toroane alcătuite din câte 256 de sârme, fiecare având un diametru total al cablului de 53 cm, fiind cel mai mare la acea vreme. Atât la realizarea tablierului cât și la realizarea pilonilor s-a utilizat oțelul structural (figura 24). (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 24 Podul Manhattan - 1909

Pentru o perioadă de două decenii nu s-au mai construit poduri cu deschideri semnificativ mai mari, până în anul 1931, când O.H. Ammann a realizat podul George Washington (figura 25), având deschiderea centrală de 1066 m, doborând recordurile pe plan mondial. Podul a fost proiectat inițial cu un tablier dublu, partea superioară fiind destinată traficului auto, iar partea inferioară destinată traficului feroviar local, dar datorită crizei economice din anii 1920 s-a dispus realizarea unui tablier destinat doar traficului auto. Eficiența sistemului structural și a configurației alese de proiectant reiese din stabilitatea laterală a tablierului raportat la înălțimea acestuia, fiind compensată de greutatea proprie mare și de lățimea acestuia. (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 25 Podul George Washington - 1931

După succesul podului George Wahsington, sistemele structurale suspendate au fost utilizate cu precădere la realizarea unor poduri de referință pentru SUA, respectiv podul San Francisco-Oakland Bay, podul Golden Gate, având deschideri tot mai mari și tabliere tot mai suple. Acest lucru a fost permis de înțelegerea comportării structurii deformate, utilizând teoria deplasărilor, precum și dezvoltarea tehnologiilor de realizare a cablurilor și creșterea rezistenței acestora. În perioada următoare, în mai puțin de 40 de ani s-a redus semnificativ înălțimea relativă a tablierelor. Un exemplu cunoscut este cazul podului Tacoma Narrows, construit în anul 1940, unde natura a demonstrat că zveltețea tablierelor a fost dusă la extrem.

Chiar de la deschiderea oficială a podului Tacoma Narrows, acesta prezenta oscilații la acțiunea vântului, care în primele luni de exploatare se manifestau pe verticală având amplitudinea de până la 1.5 m, fără răsucirea tablierului. După câteva luni de exploatare au început să apară rotiri ale tablierului sub acțiunea încărcărilor din vânt. Deși tablierul a fost dimensionat să poată prelua presiunea vântului, efectele dinamice ale acestuia nu au fost luate în considerare, astfel că în data de 7 Noiembrie 1940, sub acțiunea unui vânt de intensitate redusă, (aproximativ 18 m/s) podul a intrat într-o mișcare de torsiune ce s-a amplificat până la cedarea din oboseală a tablierului (figura 26).

Incidentul a atras atenția asupra necesității studierii efectelor aerodinamice asupra tablierelor suspendate, devenind o etapă importantă în proiectarea acestora. Cerința rezultată constă în asigurarea rigidității torsionale ale tablierelor pentru prevenirea oscilațiilor induse de vânt, intervenindu-se asupra podurilor existente suspendate cu măsuri pentru sporirea rigidității. (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 26 Podul Tacoma Narrows - 1940

În prezent, cu tehnologia și materialele existente, pe baza experienței cumulate în ultimul secol în materie de poduri suspendate, s-au realizat deschideri de aproape 2 km, recordul pentru cea mai mare deschidere fiind deținut de podul Akashi Kaikyo din Japonia, având o deschidere centrală de 1991 m (figura 28). Efectele aeroelasticității podurilor având tabliere zvelte se determină atât pe modele digitale cât și pe machete la scară, astfel oscilațiile la care sunt supuse aceste structuri fiind mai ușor de controlat prin dispozitive de amortizare. În urma simulărilor, în cazul podului Severn (figura 27) s-a putut opta pentru un tablier având înălțimea foarte redusă. Tablierele podurilor suspendate au evoluat către secțiuni zvelte dar rigide la torsiune, utilizându-se cu precădere secțiunile casetate închise, cu atenție acordată muchiilor pentru a asigura aerodinamicitatea structurii și a evita pe cât posibil torsionarea tablierului.



Fig. 27 Podul Severn - 1966



Fig. 28 Podul Akashi Kaikyo, Japonia, 1998

Primul pod hobanat modern a fost deschis traficului abia în anul 1956 în Suedia. Podul Stromsund proiectat de inginerul german Dischinger are 3 deschideri, dintre care două laterale de 75 m și o deschidere centrală de 183 m. Cablurile sunt dispuse radial în două plane ce susțin tablierul de la extremități, pornind din vârful pilonilor. Tablierul este alcătuit din două grinzi principale cu inimă plină, rigidizate cu antretoaze și contravântuiri în plan orizontal, fiind susținut în 8 puncte pe fiecare parte (figura 29). (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 29 Podul Stormsund - 1956

În următorii 30 de ani, după construirea podului Stromsund și dezvoltarea metodelor și tehnologiilor de calcul care să permită evaluarea forțelor din hobane atât pe parcursul execuției cât și în exploatare, s-au construit peste 62 de poduri hobanate în jurul

lumii, cele mai multe fiind realizate în Germania. Utilizarea la nivel mondial a sistemelor hobanate indică economicitatea soluției pentru deschideri medii (până la 600 m). Primele poduri hobanate moderne aveau număr redus de hobane, înlocuind astfel pilele, fapt ce determina realizarea unui tablier foarte rigid. Câteva exemple elocvente sunt podurile Knie (figura 30), Heuss și Oberkassel, din orașul Dusseldorf, Germania, refăcute după al Doilea Război Mondial. (Rene Walther, 1999)



Fig. 30 Podul Knie, Germania, 1958

Al doilea mare pod hobanat al Germaniei s-a deschis traficului în anul 1959. La podul Severins din Koln s-a optat pentru prima dată la utilizarea pilonilor în forma de A, având două plane înclinate ale cablurilor, fiind în același timp și primul pod cu două deschideri asimetrice (figura 31). (Troitsky, 1988)



Fig. 31 Podul Severins 1959

În Franța, anul 1972 marca finalizarea podului Saint Nazaire peste râul Loara, fiind primul pod hobanat cu deschidere de peste 400 m. Pilonul are o forma de A, iar modul de dispunere a cablurilor este de tip evantai (figura 32). (Rene Walther, 1999)



Fig. 32 Podul Saint Nazaire - 1975

În 1984, la terminarea podului Barrios de Luna din Spania s-a utilizat cu succes pentru prima dată betonul ca material structural nu doar în piloni ci și în tablier. Cu o deschidere centrală de 440 m, a devenit podul hobanat cu cea mai mare deschidere pentru câțiva ani (figura 33). (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 33 Podul Barrios de Luna - 1984

Eficiența structurală a tablierelor compuse oțel-beton a fost demonstrată odată cu construcția podului Alex Fraser din Canada (figura 34), atingând o deschidere de 465m și deținând recordul pentru 5 ani. Tehnologia de execuție utilizată a fost metoda în consolă,

dintr-un punct de ancoraj al cablurilor în altul. La turnarea betonului în placa de suprabetonare, cablurile erau deja ancorate. Pe măsură ce procesul de execuție în consolă continuă, placa de beton preia compresiunea aplicată tablierului de componentele orizontale ale forțelor din cabluri. (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 34 Podul Alex Fraser - 1986

În anul 1990 în Norvegia se construiesc două poduri hobanate din beton, podul Helgeland și podul Kvarnsund (figura 35). În comparație cu celelalte poduri hobanate, podurile norvegiene sunt caracterizate de rapoarte lățime/deschidere foarte mici. Podul Kvarnsund are o deschidere centrală de 530 m și a deținut recordul peste 2 ani. (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 35 Podul Kvarnsund 1990

Podul Normandie (figura 36), peste râul Sena din Franța, inaugurat în anul 1995 are o deschidere centrală de 865m. Cea mai neobișnuită caracteristică a acestui pod este grinda de rigidizare a tablierului care este fixată de piloni la ambele capete, astfel eforturile din deschiderea centrală datorate variațiilor de temperatură provoacă eforturi axiale în grindă și momente încovoietoare în piloni. (Troitsky, 1988)



Fig. 36 Podul Normandie - 1995

O lucrare reprezentativă este viaductul Millau din Franța (figura 37) deschis în anul 2004, proiectat de arhitectul englez Sir Norman Foster și inginerul francez Michel Virlogeux. Podul are 8 deschideri dintre care 6 deschideri de 342 m și deschiderile marginale de câte 204 m fiecare. Înălțimea maximă a căii este la 270 m deasupra terenului. Eleganța podului este dată de utilizarea unui singur plan al cablurilor ce susțin tablierul. Soluția tehnică a fost aleasă printr-un concurs de soluții.



Fig. 37 Viaductul Millau - 2004

În China în anul 2008 a fost realizat primul pod hobanat cu o deschidere mai mare de 1000 m. Podul Sutong (figura 38) are o deschidere centrală de 1088m și două deschideri laterale de câte 500 m fiecare. Tablierul are o lățime de 41 m și este ortotrop, fiind susținut de la extremități de 2 plane de cabluri în sistem semi-harpă. Pilonii sunt din beton, având forma literei grecești Lambda, și ating o înălțime de 306 m.



Fig. 38 Podul Sutong - 2008

În prezent, comparativ cu structurile hobanate clasice, podurile au în alcătuire un număr mult mai mare de hobane dispuse în diferite configurații, atât din motive estetice și arhitecturale cât și pentru a asigura cerințele privind gradul de nedeterminare statică. Pornind de la buna înțelegere a comportării structurilor hobanate, astăzi arhitectura are o influență mai puternică asupra podurilor decât eficiența structurală, drept dovada sunt podurile realizate de arhitectul Santiago Calatrava, care în ciuda costurilor ridicate de realizare de până la trei ori mai mari decât în cazul soluțiilor clasice, a realizat peste 10 lucrări de artă (figura 39).



Fig. 39 Podul Chords - 2008

Prima structură hobanată realizată în România a fost Podul Intelectualilor, finalizată în anul 1973 în Municipiul Oradea peste râul Crișul Repede (figura 40) având deschiderea principală de 71 m urmând ca în anul 1983 la Agigea, să se inaugureze un pod rutier hobanat peste Canalul Dunăre-Marea Neagră având o deschidere principală de 162 m (figura 41).



Fig. 40 Podul Intelectualilor din Oradea - 1973



Fig. 41 Primul pod rutier hobanat din România - 1983

În anul 2008 – 2010, în București s-au construit două pasaje hobanate, realizări remarcabile din punct de vedere arhitectural pentru capitală. Cel mai mare dintre cele două pasaje fiind Pasajul Basarab (figura 42) care are o deschidere principală de 167 m și este destinat atât traficului rutier, cât și traficului feroviar urban.



Fig. 42 Pasajul Basarab - 2010

Cel mai nou pod hobanat din România s-a inaugurat în anul 2013, care leagă Bulgaria de România, traversând Dunărea în secțiunea de curgere din apropierea orașelor Calafat și Vidin și asigură legătura cu coridorului Pan-European IV. Podul Calafat-Vidin (figura 43) este unul combinat, de cale ferată și rutier și traversează albia Dunării având lățimea de cca. 1300m. Lungimea totală a podului este de 1791 m și se ridică în cel mai înalt punct la 43 m deasupra cotei Dunării. Podul are 4 deschideri hobanate de 180 m și viaductele de acces.



Fig. 43 Podul Calafat-Vidin -2013

În anul 2019, cel mai nou pod hobanat din România este noul pod peste Canalul Dunăre-Marea Neagră de la Agigea, inaugurat în anul 2015 (figura 44). Principala realizare a noului pod este că face legătura între Autostrada Soarelui și Portul Constanța. Traficul greu, care era nevoit să tranziteze localități (Constanța, Lazu sau Agigea) și DN39 Constanța-Mangalia, are acum drum liber spre poarta maritimă a țării.

Podul rutier are o lungime totală de 360 metri, o deschidere centrală de 200 metri, iar lățimea de 17,4 metri, permițând circulația pe 4 benzi. Înălțimea liberă sub tablierul podului în axul Canalului Dunăre - Marea Neagră este de 18,4 metri. Pilonii de pe maluri care susțin tablierul podului prin fascicule de hobane au o înălțime de 66 metri deasupra nivelului mării.



Fig. 44 Podul hobanat nou de la Agigea - 2015

În tabelul de mai jos se prezintă evoluția cronologică a podurilor hobanate ce au deținut recorduri în ceea ce privește deschiderea principală, începând cu primul pod hobanat modern.

| Perioada | Numele podului | Deschiderea [m] | Materialul din tablier | Materialul din pilon | Tara |
|-----------|--------------------|-----------------|------------------------|----------------------|----------|
| 1955-1959 | Stromsund | 183 | METAL | METAL | SUEDIA |
| 1959-1961 | Theodor | 260 | METAL | METAL | GERMANIA |
| 1961-1969 | Severins | 302 | METAL | METAL | GERMANIA |
| 1969-1970 | Knie | 320 | METAL | METAL | GERMANIA |
| 1970-1975 | Duisburg-Neuenkamp | 350 | METAL | METAL | GERMANIA |
| 1975-1983 | St. Nazaire | 404 | METAL | METAL | FRANTA |
| 1983-1986 | Barios de Luna | 440 | BETON | BETON | SPANIA |
| 1986-1991 | Alex Fraser | 465 | COMPUSA | BETON | CABADA |
| 1991 | Iguchi | 490 | METAL | METAL | JAPONIA |
| 1991-1993 | Kvamsund | 530 | BETON | BETON | NORVEGIA |
| 1993-1995 | Yangpu | 602 | COMPUSA | BETON | CHINA |
| 1995-1999 | Normandy | 856 | METAL/BETON | BETON | FRANTA |
| 1999-2008 | Tatara | 890 | METAL | METAL | JAPONIA |
| 2008-2012 | Sutong | 1088 | METAL | BETON | CHINA |

Tabel 1 Cronologia podurilor hobanate

Podurile în arc cu calea jos și tiranți

Utilizarea cablurilor pentru susținerea tablierelor se regăsește și în structurile de poduri în arc cu tirant. Dintre podurile în arc cu tirant se disting trei categorii în funcție de modul de dispunere a tiranților, respectiv: sistemul Langer, Nielsen-Lohse și sistemul cu rețea de tiranți.

1. Sistemul Langer (cu tiranți verticali), fiind primul sistem utilizat la realizarea podurilor de deschideri mijlocii, inițial având tiranții rigizi, alcătuiți din profile laminate sau secțiuni alcătuite, ulterior aceștia fiind înlocuiți cu cabluri sau bare de tensiune (figura 45, 46). În România dintre podurile în arc cu sistem Langer cu tiranți metalici amintim podurile peste canalul Dunăre-Marea Neagră dintre care cel mai mare fiind cel de la Medgidia, având deschiderea principală de 131 m, finalizat în anul 1983 (figura 47).



Fig. 45 Podul Westend, SUA, 1932



Fig. 46 Podul Solidaritat, Germania, 1950



Fig. 47 Podul peste Canalul Dunăre-Marea Neagră de la Medgidia - 1983

2. Sistemul Nielsen, patentat de inginerul suedez Octavius Nielsen în anul 1926, presupune dispunerea înclinată a tiranților, simetric față de axa verticală, fără încrucișare sau cu încrucișarea acestora o singură dată. Prin înclinarea tiranților, acest tip de structură se poate analiza ca un element de tip grindă în care tiranții înclinați preiau din forța tăietoare rezultată în urma încărcărilor asimetrice ale tablierului, reducându-se astfel eforturile de încovoiere din arce și tablier. Acest sistem este limitat de eforturile axiale de compresiune ce apar în anumiți tiranți când raportul dintre încărcările variabile și cele permanente este mare, cu precădere la podurile de cale ferată și structurile ușoare. (Francisco Millanes Mato, 2009).

În a doua jumătate a secolului XX s-au construit un număr mare de poduri în acest sistem (figura 48, figura 49), fiind limitate ca deschidere la aproximativ 250 m. O mare parte dintre acestea s-au realizat în Japonia (Podul Agoishi 1985, Podul Aki Ohashi 1968). (Troyano, 2003)



Fig. 48 Podul Bergnasbron din Suedia - 1954



Fig. 49 Podul Ounoura, Japonia, 1973

În România, dintre podurile realizate în sistem Nielsen amintim podul de la Murfatlar, construit peste Canalul Dunăre-Marea Neagră, având deschiderea principală de 100 m. (figura 50)



Fig. 50 Podul peste canalul Dunărea Marea Neagră de la Murfatlar - 1983

În a treia categorie se prezintă o variantă optimizată a sistemului Nielsen, denumit în continuare sistemul cu rețea de tiranți înclinați, patentată de profesorul norvegian Per Tveit în anul 1955, care are particularitatea că tiranții se încrucișează de cel puțin două ori.

Utilizând acest mod de dispunere al tiranților, eforturile de încovoiere se distribuie mult mai uniform atât în lungul arcelor, cât și în lungul grinzilor tirant. Podul în arc cu rețea de tiranți are o comportare similară cu o grindă zăbreliată, arcele fiind comprimate, iar grinzile tirant solicitate la întindere. Distribuția eforturilor uniformizată în lungul arcelor, chiar și în cazul încărcărilor asimetrice, conduce la reducerea substanțială a secțiunilor, dimensiunile acestora fiind dictate în principal de flambaj, rezultând astfel niște structuri foarte zvelte, cu o valoare estetică și arhitecturală crescută. (Tveit, 2013)

Primele două poduri în această configurație au fost finalizate în anul 1963 în Steinkjer - Norvegia (figura 51, figura 52), sub îndrumarea profesorului Per Tveit. Podurile au o deschidere principală de aprox 80 m, având o înălțime secțiunii arcelor de numai 50 cm. Arcele sunt alcătuite dintr-o secțiune casetată triunghiulară, fiind realizate din oțel structural, iar tablierul este realizat din beton precomprimat și este susținut de tiranți cu diametrul de 35 mm, prins prin intermediul ancorajelor înglobate în tablierul de beton. (Tveit, 2013)



Fig. 51 Podul la Steinkjer - 1964



Fig. 52 Podul Bolstadstraumen - 1964

Cel mai reprezentativ pod construit pe acest sistem la jumătatea secolului XX este podul Fehmarnsund din Germania, având deschiderea centrală de 248 m, inaugurat în anul 1963, proiectat de inginerii G. Fischer, T. Jahnke și P. Stein (figura 53). Podul a fost conceput având la bază ideile profesorului Per Tveit. (Troyano, 2003).



Fig. 53 Podul Fehmarnsund, Germania - 1963

Deși aceste poduri au avut o comportare bună în timp, iar costurile de realizare au fost reduse semnificativ în comparație cu alte soluții, în următoarele două două decenii după realizarea modului Fehmarnsund, în Europa nu s-au mai construit acest tip de poduri în ciuda promovării soluției de către profesorul Per Tveit. Pe de altă parte, în Japonia s-au construit un număr semnificativ de poduri cu rețea de tiranți înclinați (Hiroshi 1965, Fujiono 1965, Tagai 1970, Kikuno 1973, Nauroka 1977) (figura 54, figura 55), cel mai mare fiind podul Shinhamadera din Sakai-Osaka, realizat în anul 1991 având o deschidere principală de 254 m . (Tveit, 2013)



Fig. 54 Podul Nagara, Osaka - 1980



Fig. 55 Podul Shinhamadera - 1991

Următoarele poduri din Europa având tirași care să se încrucișeze de cel puțin două ori s-au realizat în 1981 în Liege, Belgia unde s-a construit podul Haccourt peste canalul Albert (figura 56), având deschiderea principală de 140 m, fiind urmat de încă două poduri de acest tip, Podul Hermalle – 138 m - 1985 și Podul Milsaucy – 145 m - 1990.



Fig. 56 Podul Haccourt - 1981

În România primul pod de acest tip documentat este podul Sfânta Maria din Cernavodă. Acesta a fost finalizat în anul 2002 având deschiderea principală de 170 m (figura 57). În prezent, în România sunt în execuție 5 poduri având rețea de tirași înclinați cu configurație modificată, în localitățile: Ulmeni, Seini, Maieru, Feldru, Topolovătu Mare. Aceste poduri sunt detaliate în capitolele ce urmează.



Fig. 57 Podul Sfânta Maria peste canalul Dunăre-Marea Neagră de la Cernavodă - 2002

În SUA, acest tip de structuri au apărut câțiva ani mai târziu prin construirea podurilor din Providence – Rhode Island, deschis traficului în anul 2007 având o deschidere de 122 m și o lățime totală de peste 50 m, având tablierul susținut de trei arce (figura 58). Tot în anul 2007 a fost inaugurat podul Blennerhasset peste râul Ohio având deschiderea principală de 268 m, doborând astfel recordul mondial privind deschiderea pentru acest tip de structuri (figura 59). (Tveit, 2013)



Fig. 58 Podul din Rhode Island - 2007

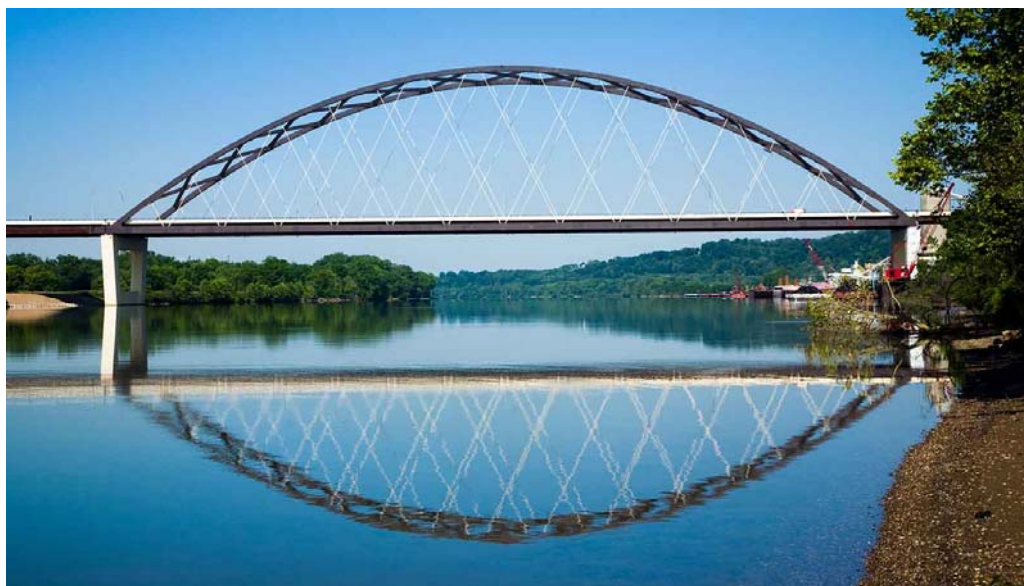


Fig. 59 Podul Blennerhasset - 2007

Cel mai zvelt pod construit până în prezent în arc cu rețea de tiranți înclinați este podul Brandanger (figura 60), construit în anul 2010 în Norvegia, având deschiderea principală de 220 m. Arcele sunt alcătuite din secțiuni tubulare cu diametrul de numai 611 mm.



Fig. 60 Podul Brandanger - 2010

Evoluția tehnologiilor de calcul, dezvoltarea teoriilor care țin cont de deformațiile structurii, învățăturile ca urmare a eșecurilor unor poduri din trecut, precum și îmbunătățirea caracteristicilor oțelului și cunoașterea comportării acestuia, sunt elementele ce au condus la dezvoltarea podurilor având structuri cu cabluri portante ce ating deschideri mari și apariții arhitecturale deosebite.

II.1.2 Alte utilizări ale cablurilor portante

Deși prezenta lucrare tratează specific utilizarea cablurilor la construcțiile de poduri, apariția cablurilor din oțel de înaltă rezistență a condus la dezvoltarea diferitelor ramuri ale industriei, serviciilor și construcțiilor, astfel în prezent se amintesc câteva domenii de activitate, unde se utilizează cabluri portante.

- Lucrări de manevrare și transmitere de mișcare;
- Aviație;
- Ancorări de poduri, catarge, stâlpi, cabluri, conducte, copertine;
- Transmitere de comenzi;
- Purtătoare de funiculare;
- Pentru industria navală, manevră, montaje în marină și plutărit;
- macarale, instalații cu solicitări dinamice;
- La mașini de ridicat din industria extractivă;
- Automacarale cu înălțime mare de ridicare;
- Instalații speciale;
- Excavatoare miniere;

Structuri portante pe cabluri utilizate în construcțiile civile

Cunoștințele din prezent în materie de cabluri utilizate la construcția podurilor sunt valabile și la construcțiile civile având anumite particularități. În domeniul construcțiilor civile, structurile pe cabluri portante sunt utilizate în special la:

- sisteme de acoperișuri având deschideri mari (figura 61);
- la turnurile articulate la bază care sunt fixate pe toate direcțiile prin intermediul cablurilor ancorate;
- la traversarea obstacolelor pentru rețelele edilitare,(figura 62) unde se acordă o atenție deosebită la vibrațiile induse de lichidele transportate de conducte ce trebuie luate în considerare la calculul la oboseală a elementelor de ancoraj ale cablurilor;
- ferme cablu (figura 58) ce sunt alcătuite din corzi de cabluri pretensionate superioare și inferioare, ancorate la fiecare capăt, între care sunt amplasați tiranți rigizi. Geometria fermelor cablu este determinată de deschiderea și lungimile tiranților. Utilizarea acestui tip de ferme la susținerea acoperișurilor prezintă avantaje datorită eficienței structurale și a greutateii proprii mici a structurii; (Walter Podolny, 1986)

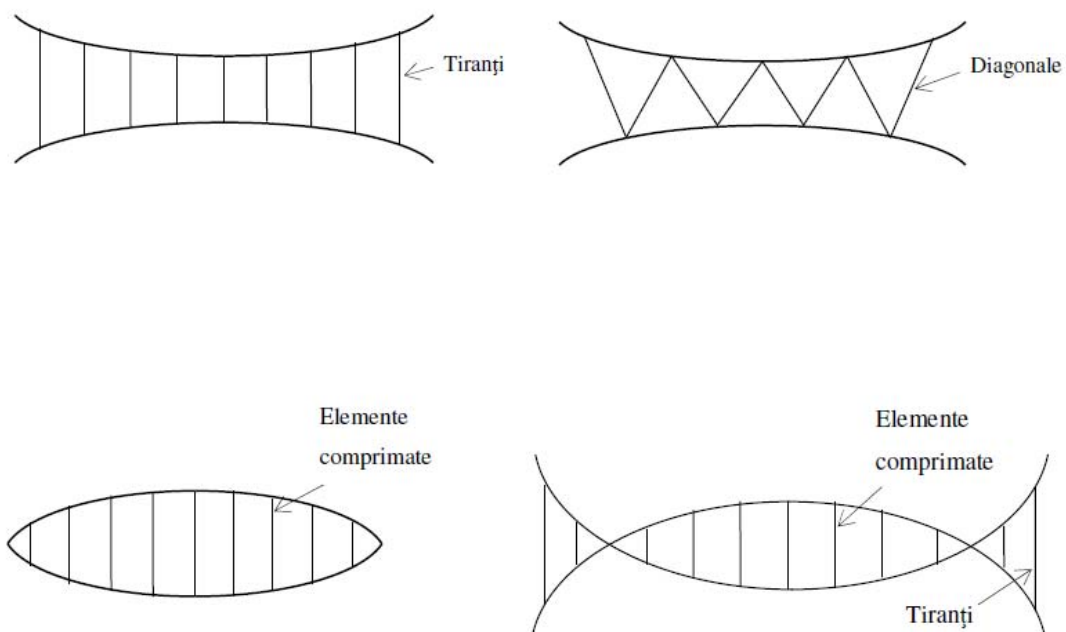


Fig. 61 Tipuri de ferme cablu



Fig. 62 Acoperiș hobanat



Fig. 63 Supratraversări de conducte

Utilaje de ridicat (macarale)

Macaraua varianta modernă a invenției grecilor antici care au realizat sisteme de ridicare pentru a muta pietrele de dimensiuni mari utilizate la construcția templelor. Această invenție a fost preluată mai târziu de egipteni și romani. În funcție de utilizarea acestora, macaralele pot fi: macarale de tip turn, macarale mobile, macarale pe șenile sau alte tipuri, toate având în comun: cablul.

Macaraua cu cablu (figura 64) este mijlocul de transport alcătuit dintr-un sistem de ridicare tip macara și un cablu de oțel care constituie calea de rulare. Calea de rulare este susținută de două turnuri, de care este fix ancorat cablul. Există de asemenea posibilitatea ancorării cablului într-un singur capăt și cu un turn basculant la celălalt capăt. Cablurile tractoare și cele de ridicare sunt comandate de un sistem de trolii acționate mecanic sau electric. Troliile sunt de regulă amplasate într-o cabină într-unul dintre turnuri.

Acest mijloc de transport poate ridica materialul rulant în orice punct al deschiderii, iar dacă turnurile sunt rulante, atunci materialul încărcat poate să se deplaseze pe toate cele trei direcții, prezentând un mare avantaj, întrucât este permisă deplasarea întregului sistem într-o altă poziție de lucru.

Clasificarea cablurilor la macaraua cu cablu se împarte în:

- Cabluri principale: cablul purtător, cablul tractor, cablul de ridicare
- Cabluri auxiliare: cabluri de suspendare pentru cabluri electrice și pentru cablul de tracțiune

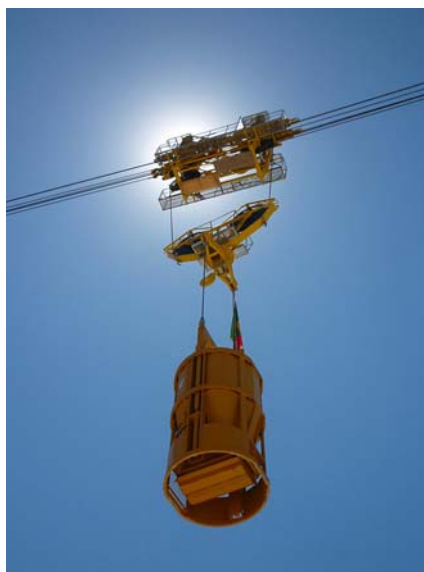


Fig. 64 Macara cu cablu

Macaralele tip turn, cu braț orizontal (figura 65) au o răspandire largă, având în vedere câmpul mare de lucru care poate să fie deservit de macara datorită lungimii mari a brațului și pentru că au o înălțime mare de ridicare (>50m). Grinda principală este susținută de un sistem hobanat de cabluri ancorate de o contragreutate amplasată în partea din spate.



Fig. 65 Macara cu braț orizontal

Macarelele mobile (figura 66, figura 67) în funcție de destinația acestora pot fi realizate pe pneuri, pe șenile sau pe barje.



Fig. 66 Macare mobilă pe pneuri



Fig. 67 Macara mobilă pe barjă

Infrastructura de transport pe cablu

Funicularele (figura 68) sunt instalații de transport la care calea de circulație este formată din cabluri suspendate aerian. Căile suspendate folosite au avantajul de a se adapta foarte ușor oricărui relief. Ele permit unirea punctelor aflate la diferențe de nivel de sute de metri și la distanțe de zeci de kilometri. Acestea pot avea deschideri de peste 1000 m între punctele de susținere. În Europa primele transportoare cu cabluri au apărut la începutul secolului XV servind în principal în scopuri militare. Cartea inginerului Faustus Verantius, “Machinae Novae”, prezintă o soluție cu funii și cărucior pentru transportul pe cablu al persoanelor peste diverse obstacole. Apariția cablurilor din oțel în secolul al XIX-lea a revoluționat transporturile pe cablu și aplicabilitatea funicularelor, fiind utilizate la transportul materialelor voluminoase și grele la șantierele mari de baraje sau la aprovizionarea marilor întreprinderi industriale. (Simion, 1958)

Realizarea funicularelor ca mijloace de transport prezintă multe avantaje întrucât dintre toate mijloacele de transport, acestea au traseul cel mai scurt și pot străbate orice teren accidentat, inclusiv la diferențe mari de nivel, necesitând lucrări minime de terasamente și infrastructuri și implicit costuri reduse comparativ cu alte infrastructuri de transport.



Fig. 68 Mijloc de transport aerian

Elementul principal al acestei infrastructuri de transport o reprezintă cablul. din acest punct de vedere funicularele se clasifică astfel:

- Funiculare monocabluri, la care același cablu servește atât la susținerea cât și la tractarea încărcăturii.
- Funiculare bicabluri sau tricabluri, la care cablul întins, numit cablu purtător, formează calea de rulare a vagonetului, iar un alt cablu, numit cablu tractor, este utilizat la deplasarea încărcăturii.

Părțile componente principale ale unui funicular sunt: calea, vagonetul, cablul tractor și stațiile. Calea este elementul pe care se realizează transportul încărcăturii și este alcătuită din unu sau două cabluri purtătoare susținute prin intermediul pilonilor. Pe traseul căii, aceasta se împarte pe diferite sectoare de întindere. Sectorul de întindere este sectorul traseului pe care cablul purtător este înădit într-o bucată și fixat astfel, încât la un capăt să fie ancorat fix, iar la capătul celălalt să fie întins permanent cu o greutate de întindere. În dreptul pilonilor, cablurile se pot deplasa axial după ce se depășește forța de frecare dintre cablu și sabot. Lungimea unui sector de întindere este determinată de condiția ca mărirea tensiunii datorită numai frecărilor pe suporturi să nu depășească o anumită limită (cca. 25%). Lungimea sectoarelor de întindere este în general de 1.5-2 km. Ancorarea și întinderea cablului purtător au loc în stațiile de linie. Acestea sunt construcții în care se montează dispozitivele pentru ancorarea și întinderea cablurilor purtătoare. Circulația încărcăturilor în aceste stații este asigurată prin șine. (Simion, 1958)

Pilonii (figura 69, figura 70) sunt construcții care servesc la susținerea cablului purtător de-a lungul traseului. Înălțimea lor variază în funcție de relieful terenului și se încadrează între 3,5 m și 50 m. Aceștia se pot realiza din orice material de construcție omologat în funcție de condițiile din teren și cerințele de durabilitate. Pe porțiunile convexe ale liniei, în scopul susținerii cablurilor, se contruiesc treceri care servesc la ghidarea cablului purtător în arc de cerc pentru racordare. Aceste treceri servesc la repartizarea uniformă a presiunilor datorate devierii în plan vertical a cablului purtător. După modul de conducere a cablului, aceste instalații pot fi treceri pe șină sau treceri pe cablu. (Simion, 1958)



Fig. 69 Piloni scurți pentru funiculare



Fig. 70 Piloni înalți

Vagonetul (figura 71, figura 72) este vehiculul care circulă pe cale între stații și poartă sarcina utilă, de la stația de încărcare, la cea de descărcare. Componentele principale ale unui vagonet sunt: trenul de rulare alcătuit din două sau mai multe roți, cadrul care face legătura dintre trenul de rulare și cutie, aparatul de cuplare ce servește la prinderea vagonetului de cablul tractor și incinta pentru transportul încărcăturii care se adaptează după nevoile funicularului (transport persoane, materiale). (Simion, 1958)



Fig. 71 Funicular pentru transportul materialelor



Fig. 72 Funicular pentru transportul persoanelor

Cablul tractor servește la tractarea vagonetelor goale sau încărcate. Acesta se realizează dintr-un cablu de oțel mai flexibil care se înfășoară pe un sistem de role pentru asigurarea aderenței necesare transmiterii forței de acționare sau de frânare. El formează de obicei un circuit închis. Pentru asigurarea tensiunii minime necesare, se interpun dispozitive de întindere pe anumite porțiuni. Cablul tractor este susținut de-a lungul liniei, pe de o parte de vagonetele în circulație, iar pe de altă parte de rolele aflate pe piloni. În stații, cablul tractor este ghidat de rolele de ghidare. (Simion, 1958)

Stațiile (figura 73, figura 74) sunt construcții așezate la capetele aliniamentelor traseului. După funcțiile pe care le îndeplinesc, acestea pot fi: stații de încărcare, stații de descărcare sau stații de unghi. În mod normal, stația cuprinde un sistem de șine suspendate pentru mișcarea vagonetului. De asemenea, acestea au prevăzute sisteme pentru cuplarea și decuplarea vagonetului la cablul tractor și cu dispozitive pentru ghidarea cablului tractor după poziție. La stațiile de descărcare mai sunt prevăzute și dispozitive de ancorare sau de întindere a cablurilor purtătoare. (Simion, 1958)



Fig. 73 Stație de unghi



Fig. 74 Stație de încărcare/descărcare

Cablurile reprezintă elementul de bază al unei instalații de transport aerian. Cablurile utilizate la acest mijloc de transport sunt răsucite după anumite reguli, fiind supuse solicitărilor de tracțiune și încovoiere, rasucire și vibrații longitudinale sau transversale. Cunoaștere exactă a comportării cablurilor ținând cont de toate acțiunile este imposibilă nici măcar cu tehnologia din prezent. După modul solicitărilor, cablurile se clasifică în două categorii:

- cablurile tractoare care sunt înfășurate pe rolii, roți și role la care solicitarea de încovoiere are rol principal
- cablurile purtătoare la care se suspendă sarcini statice sau în mișcare la care solicitarea din încovoiere joacă un rol secundar, fiind solicitate în general la tracțiune statică.

În funcție de cerințele de exploatare, cablurile se construiesc diferit, însă au în comun următoarele condiții:

- Sa fie rezistente la oboseală
- Să fie rezistente la uzură
- Să fie flexibile
- Să aibă o rigiditate transversală suficientă și o capacitate de a suporta presiunea roții și strângerea aparatului de cuplare sau înfășurarea în mai multe straturi
- Să aibă suprafața exterioară netedă, care determină mărimea frecării pe suprafețele de reazem și rezistența la rostogolire a roților.

Skilifturile

Reprezintă un alt sistem de transport pe cabluri utilizat pentru transportul schiorilor pe pârtiile amenajate de schi la stațiile superioare (figura 75). Schiorul se cuplează prin intermediul unui dispozitiv de cuplaj la cablul tractor situat la câțiva metri deasupra pârtiei.

Aționarea sistemului de schilift se face similar sistemelor de la funiculare, iar dimensionarea cablului tractor se face în funcție de numărul de schiori tractați, de lungimea traseului și condițiile de pantă și frecare. Se utilizează cabluri tractoare zincate cu inimă din toron de oțel pentru menținerea uniformă a diametrului cablului. Diametrele uzuale variază între 20-40 mm, în funcție de condițiile impuse.



Fig. 75 Skilift

II.2 TIPURI DE CABLURI

II.2.1 Alcătuiuri ale cablurilor

Toronul (figura 76, 77) este un mănunchi de sârme grupate prin înfășurare în jurul unei sârme centrale sau a unei inimi, într-un singur strat sau în mai multe straturi concentrice. Sârmele pot fi de același diametru sau de diametre diferite. În mod curent, un strat este format din sârme de același diametru. (Simion, 1958)

Pentru cabluri, toronul normal este format din 7 sârme de 5 mm oferindu-i toronului un diametru nominal de 15 mm. Majoritatea toroanelor de 7 fire au în prezent rezistențe la întindere cuprinse între 1770 și 1860 MPa și constă într-un fir drept reprezentând nucleul înconjurat de un singur strat format din 6 fire, toate având aceeași înclinare și curbură, răsucite în jurul nucleului. În mod normal, modulul de elasticitate nominal pentru toronul de 7 fire va fi doar cu 8% mai mic decât pentru fire independente, acesta având valoarea de 190GPa în mod uzual. (Niels J. Gimsing, 2012).

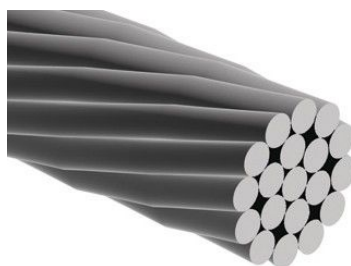


Fig. 76 Toron cu 19 fire



Fig. 77 Toron cu 7 fire

| UNITATI | TORONUL CONVENTIONAL | OȚEL STRUCTURAL | |
|---------|-------------------------|-----------------|--------------------|
| | | NORMAL | MARE REZISTENTA |
| Mpa | 1180 | 240 | 690 |
| MPa | 1570 | 370 | 790 |
| % | 4 | 24 | |
| Gpa | 205 | 210 | 210 |
| C | 0.80% | 0.20% | 0.15% |
| Si | 0.20% | 0.30% | 0.25% |
| Mn | 0.60% | | 0.80% |
| Cu | 0.05% | 0.20% | 0.30% |
| Ni | 0.05% | | 0.80% |
| Cr | 0.05% | 0.30% | 0.50% |
| P | 0.03% | 0.04% | 0.03% |
| Si | 0.02% | 0.04% | 0.03% |

Tabel 2 Compoziția chimică a oțelului pentru toroane

Cablul de oțel reprezintă ansamblul de sârme de oțel sau de toroane, grupate prin înfășurare în straturi concentrice. Inima cablului este firul sau mănunchiul de fire în jurul cărora se înfășoară sârmele sau toroanele și poate fi realizat din sârme de același fel, sau din sârme ce pot avea diametrul sau caracteristici mecanice diferite.

Din punct de vedere al construcției, cablurile pot fi: construcție simplă, sau construcție compusă.

Cablurile construcție simplă sunt construite dintr-un singur mănunchi de sârme grupate prin înfășurare în straturi concentrice. Înfășurarea sârmelor din fiecare strat se face în sens contrar sensului de înfășurare al celor din straturile adiacente, cu condiția ca sârmele din stratul exterior să fie întotdeauna înfășurate spre dreapta.

Cablul compus este orice cablu construit din mai multe toroane. Cablarea este operația de împreunare prin înfășurare în formă de spire a sârmelor în toroane, precum și operația de înfășurarea toroanelor pe inima cablului. Această operație se mai numește și torsadare sau împletire. Înfășurarea în Z sau în S reprezintă partea spre care se realizează procesul. Pasul cablării reprezintă distanța măsurată paralel cu axa, între două puncte de

intersecție consecutive ale unei spire cu aceeași generatoare a cilindrului corespunzător. (Simion, 1958)

Regulile de bază la proiectarea structurilor cu elemente din oțel supuse la întindere sunt stabilite prin standardul european EN 1993-1-11.

Cerințele tehnice privind calitatea, durabilitatea, siguranța și comportarea în exploatare, încadrează elementele supuse la întindere în 3 grupe, prezentate în Tabelul 3.

Tabelul 1.1 - Grupe de elemente întinse

| Grupa | Elementul principal întins | Component |
|-------|--|--|
| A | bară (tijă) | bară tensionată, bară de pretensionare |
| B | sârmă circulară | cablu monotoron |
| | sârme circulare și profilate Z | cablu închis |
| C | sârmă circulară și sârmă toronată | cablu de construcție dublă |
| | sârmă circulară | cablu cu sârme paralele (PWS) |
| | sârmă circulară | fascicul de sârme paralele |
| | toron din șapte sârme (pentru pretensionare) | fascicul de toroane paralele |

Tabel 3 Clasificarea elementelor supuse la întindere

NOTA 1 - Produsele din grupa A au în general secțiune transversală circulară alcătuită dintr-un singur element și sunt conectate la capete filetate. În principal, sunt folosite ca

- contravânturi pentru acoperișuri, pereți, grinzi
- hobane pentru elemente de acoperiș sau pentru piloni
- elemente de întindere pentru grinzi cu zăbrele mixte oțel-lemn și pentru structuri de oțel, structuri spațiale

NOTA 2 - Produsele din grupa B sunt alcătuite din sârme care sunt ancorate în manșoane sau alte elemente de capăt și sunt fabricate în principal cu diametre de la 5 mm până la 160 mm, a se vedea EN 12385-2.

NOTA 3 - Produsele din grupa C necesită ancorare individuală sau colectivă, precum și protecție corespunzătoare.

Fasciculele de sârme paralele sunt în principal folosite ca hobane, cabluri principale portante pentru poduri suspendate și cabluri exterioare de pretensionare.

Fasciculele de toroane paralele sunt utilizate în principal ca hobane pentru podurile mixte și din oțel.

Cablurile monotoron au următoarele aplicații practice:

- hobane pentru poduri, acoperișuri, stâlpi catarg;
- cabluri purtătoare;
- cabluri de margine pentru structuri ușoare;
- cabluri în alcătuirea parapetilor;
- cabluri de contravântuire pentru grinzi cu zăbrele;

Având diametrele de la 20 mm până la 180 mm, cablurile închise sunt în principal utilizate ca:

- hobane;
- cabluri purtătoare și elemente de suspendare pentru construcția de poduri;
- cabluri purtătoare și cabluri stabilizatoare la ferme de cabluri de muchie pentru rețele de cabluri;
- hobane pentru piloni, catarge, antene;

Cablurile compuse structurale sunt fezabile în următoarele situații :

- hobane pentru catarge
- antene hobane pentru poduri suspendate cablu amortizor / distanțier între hobane cabluri de muchie pentru membrane
- Fasciculele de toroane paralele sunt utilizate în principal ca hobane pentru podurile mixte și din oțel.

Exigențe de calitate pentru elemente întinse , cf SR-EN 1993-1-11

Condițiile se bazează pe utilizarea specifică a elementelor întinse prefabricate, inclusiv cerințele de mediu și de încărcare pentru Grupele A și C de elemente întinse prefabricate:

Grupa A: bare/tirași/tensori, bare/tirași/tensori tensionate;

Grupa C: fascicul de toroane paralele, fascicul de sârme paralele, fascicule de bare.

Elementele întinse trebuie să satisfacă următoarele criterii:

- rezistență la uzură la orice contact dintre elementele de oțel;
- rezistență și ductilitate a cablului și a capetelor acestuia;
- condiția de stabilitate a rigidității axiale și la încovoiere a cablului (de exemplu prin pretensionare garantată);
- rezistență la oboseala produsă de variații ale forței axiale, de eforturi din încovoiere, de variații unghiulare generate de efectul de lăncișor, de forțe din vânt și de imperfecțiuni de montaj;
- protecție a cablului și a ancorajelor împotriva coroziunii;

Proiectarea ancorajelor și a capetelor va avea în vedere următoarele:

- să se prevadă facilități pentru ajustarea lungimii elementului pentru a satisface cerințele de preîntindere, de toleranțe geometrice etc.;
- rezistența ultimă a elementului întins să fie atinsă înainte să apară orice curgere sau altă deformare permanentă a vreunui element de ancorare sau de rezemare;
- elementele întinse să poată fi înlocuite.
- rezistența la oboseală a acestora să o depășească pe cea a elementelor;
- să fie prevăzută o articulare suficientă în ancoraj pentru a acoperi imperfecțiunile de fabricare și de montaj;

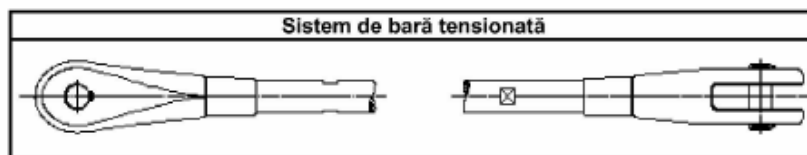
Pentru satisfacerea cerințelor se va urmări:

- control al calității potrivirii terminațiilor la capete, pentru a asigura alinierea corectă a elementului întins în exploatare.
- alegere judicioasă a materialelor pentru sârme, toroane, oțeluri și îmbrăcăminte de protecție;
- încercări ca parte a unui sistem de management al calității corespunzător.
- alegere a formei de construcție în concordanță cu rezistența, rigiditatea, ductilitatea, durabilitatea și robustețea pentru fabricare, transport, manipulare și montaj;

Se recomandă ca toate materialele utilizate să satisfacă condițiile specificațiilor tehnice europene corespunzătoare.

Se recomandă ca să fie verificate prin încercări corespunzătoare durabilitatea materialelor de umplere și a materialelor de protecție și sistemul de protecție anticorozivă.

- protecția împotriva agenților agresivi (produse chimice, fisurare sub stare de tensiuni în mediu coroziv, radiații ultraviolete);
- etanșeitatea la apă (flexibilitatea și durabilitatea când cablul se încovoie); durabilitatea culorii (dacă se cere).



Tabel 4 Produse din grupa A

| Cablu monotoron | | | | |
|---|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|
| | | | | |
| Construcție | 1 × 19 | 1 × 37 | 1 × 61 | 1 × 91 |
| Diametru d_s [mm] | de la 3 până la 14 | de la 6 până la 36 | de la 20 până la 40 | de la 30 până la 52 |
| Toron | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Sârme pe toron | 19 | 37 | 61 | 91 |
| Sârme exterioare pe toron | 12 | 18 | 24 | 30 |
| Coefficientul ariei metalice nominale C | 0,6 | 0,59 | 0,58 | 0,58 |
| Coefficientul forței de rupere K | 0,525 | 0,52 | 0,51 | 0,51 |

| Cablu de construcție dublă | | | | |
|---|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | | | |
| Construcție | 6 × 19 - CF | 6 × 19 - CWS | 6 × 36WS - CF | 6 × 36 WS- CWR |
| Diametru d_s [mm] | de la 6 până la 40 | de la 6 până la 40 | de la 6 până la 40 | de la 6 până la 40 |
| Toron | 6 | 6 | 6 | 6 |
| Sârme pe toron | 18 | 18 | 36 | 36 |
| Sârme exterioare pe toron | 12 | 12 | 14 | 14 |
| Coefficientul ariei metalice nominale C | 0,357 | 0,414 | 0,393 | 0,455 |
| Coefficientul forței de rupere K | 0,307 | 0,332 | 0,329 | 0,355 |

| Cablu închis | | | |
|--|---------------------|-----------------------|-------------------------|
| | | | |
| Construcție | 1 strat de sârme Z | 2 straturi de sârme Z | ≥ 3 straturi de sârme Z |
| Diametru d_s [mm] | de la 20 până la 40 | de la 25 până la 50 | de la 40 l până a 180 |
| Toleranță pentru d_s | +5 % | +5 % | +5 % |
| Coefficientul ariei metalice nominale C | 0,636 | 0,660 | 0,700 |
| Coefficientul forței de rupere K | 0,585 | 0,607 | 0,643 |
| NOTA - Coeficientul ariei metalice nominale și coeficientul forței de rupere conform EN 12385-2. | | | |

Tabel 5 Produse din grupa B

În prezent în România se utilizează reglementările europene în domeniul cablurilor prezentate mai jos, cu modificările și completările ulterioare.

| | | |
|------------------------|---------------------------|--|
| SR EN 12385-1+A1:2009 | EN 12385-1: 2002+A1:2008 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 1: Condiții generale |
| SR EN 12385-2+A1:2008 | EN 12385-2: 2002+A1:2008 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 2: Definiții, notare și clasificare |
| SR EN 12385-3+A1:2008 | EN 12385-3: 2004+A1:2008 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 3: Informații pentru utilizare și pentru mentenanță |
| SR EN 12385-4+A1:2008 | EN 12385-4: 2002+A1:2008 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 4: Cabluri cu toroane pentru aplicații generale de ridicat |
| SR EN 12385-10+A1:2008 | EN 12385-10: 2003+A1:2008 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 10: Cabluri elicoidale pentru aplicații generale în construcții |
| SR EN 13411-1+A1:2009 | EN 13411-1:2002+A1:2008 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 1: Rodanțe pentru cabluri de legare de oțel |
| SR EN 13411-2+A1:2009 | EN 13411 2:2001+A1:2008 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 2: Matisări de ocheti pentru cabluri de legare |
| SR EN 13411-3+A1:2009 | EN 13411 3:2004+A1:2008 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 3: Manșoane și ocheti manșonați |
| SR EN 13411-4+A1:2009 | EN 13411-4:2002+A1:2008 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 4: Manșoane cu adaos de metal sau de rășină |
| SR EN 13411-5+A1:2009 | EN 13411-5:2003+A1:2008 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 5: Clemă U pentru fixarea capetelor de cablu |
| SR EN 13411-6+A1:2009 | EN 13411-6:2004+A1:2008 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 6: Papuc asimetric pentru fixarea capetelor de cablu |
| SR EN 13411-7+A1:2009 | EN 13411-7:2006+ A1:2008 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 7: Papuc simetric pentru fixarea capetelor de cablu |

Tabel 6 Reglementări europene pentru cabluri

Construcțiile pe cabluri portante din România realizate până la intrarea în vigoare a reglementărilor Europene, s-au realizat după STAS-urile prezentate mai jos:

Cabluri construcție simplă SR EN 12385-10 (STAS 1513-80 - anulat)

| Construcția cablului | Domeniul de utilizare recomandat |
|------------------------|---|
| 1x7 (1+6) | Lucrări de manevrare și transmitere de mișcare - Aviație - Ancorări |
| 1x19 (1+6+12) | - Aviație - Ancorări de catarge, stâlpi, cabluri, conducte - Lucrări de manevrare - Transmitere de comenzi |
| 1x37 (1+6+12+18) | - Aviație - Ancorări de catarge, stâlpi, cabluri, conducte, copertine - Purtătoare de funiculare |
| 1x61 (1+6+12+18+24) | - Ancorare de catarge, țevi, poduri, copertine - Purtătoare de funiculare, etc. |

Tabel 7 Domenii de utilizare cabluri construcție simpla

Cablul construcție 1x7

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

Un fir central, în jurul căruia este înfășurat un strat de șase sârme având același diametru cu firul central 1+6=7.

Exemplu de notare

Cablu simplu zincat 2,0-1x7-1370/B-Z-STAS 1513-80 (cablu simplu din sârmă zincată, cu diametrul de 2,0 mm de construcție 1x7 cu rezistența de 1370 N/mm², de calitate B și sensul de înfășurare Z (dreapta).

| Reprezentarea în secțiune | Simbolul construcției cablului | Descrierea construcției |
|---------------------------|--------------------------------|---|
| | 1x7 | Un fir central de sârmă, în jurul căruia este înfășurat un strat de 6 sârme de același diametru cu firul central $1 + 6 = 7$ |

Tabel 8 Caracteristici specifice cablu 1x7

Cablul construcție 1x19

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

Un fir central, în jurul căruia sunt înfășurate două straturi în sensuri diferite, primul

de 6 sârme, iar al doilea de 12 sârme, toate sârmele având același diametru: $1+6+12=19$.

Exemplu de notare

Cablu simplu mat 10-1x19-1370/B-Z-STAS 1513-80 (cablu din sârmă mată cu diametrul de 10 mm, de construcție 1x19 cu rezistența de 1370 N/mm², de calitate B și sensul de înfășurare Z (dreapta)).

| Reprezentarea în secțiune | Simbolul construcției cablului | Descrierea construcției |
|---------------------------|--------------------------------|--|
| | 1x19 | <p>Un fir central de sîrmă, în jurul căruia sînt înfășurate două straturi în sensuri diferite, primul de 6 sîrme iar al doilea de 12 sîrme, toate sîrmele avînd același diametru</p> $1 + 6 + 12 = 19$ |

Tabel 9 Caracteristici specifice cablu 1x19

Cablul construcție 1x37

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

Un fir central de sârmă, în jurul căruia sunt înfășurate trei straturi în sensuri diferite, primul de 6 sârme, al doilea de 12 sârme, iar al treilea de 18 sârme cu același diametru: $1+6+12+18=37$.

Exemplu de notare : Cablu simplu mat 32-1x37-1370/B-S-STAS 1513-80 (cablu din sârmă mată, cu diametrul de 32,0 mm, de construcție 1x37 cu rezistența de 1370 N/mm², de calitate B și sensul de înfășurare S (stînga)).

| | | |
|--|------|---|
| | 1x37 | <p>Un fir central de sîrmă, în jurul căruia sînt înfășurate trei straturi în sensuri diferite, primul de 6 sîrme, al doilea de 12 sîrme, iar al treilea de 18 sîrme, cu același diametru</p> $1 + 6 + 12 + 18 = 37$ |
|--|------|---|

Tabel 10 Caracteristici specifice cablu 1x37

Cablul construcție 1x61

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

Un fir central de sârmă, în jurul căruia sunt înfășurate patru straturi în sensuri

diferite, primul de 6 sârme, al doilea de 12 sârme, al treilea de 18 sârme, iar al patrulea de 24 de sârme, cu același diametru: $1+6+12+18+24=61$.

Exemplu de notare

Cablu simplu mat 48-1x61-1370/B-Z-STAS 1513-80 (cablu din sârmă mată, cu diametrul de 48 mm, de construcție 1x61 cu rezistența de 1370 N/mm², de calitate B și sensul de înfășurare Z (dreapta).

| | | |
|--|-------------|--|
| | <p>1x61</p> | <p>Un fir central de sîrmă, în jurul căruia sînt înfășurate patru straturi în sensuri diferite, primul de 6 sîrme, al doilea de 12 sîrme, al treilea de 18 sîrme, iar al patrulea de 24 sîrme, cu același diametru</p> $1 + 6 + 12 + 18 + 24 = 61$ |
|--|-------------|--|

Tabel 11 Caracteristici specifice cablu 1x61

Cabluri compuse duble construcție flexibilă STAS 1553-80 - ANULAT

| Construcția cablului | Domeniul de utilizare recomandat |
|----------------------|---|
| 6x12 H+6 (h+12) | Pentru industria navală, manevră, montaje în marină și plutărit |
| 6x24 H+6 (h+9+15) | În industria navală, manevre, ancorări, remorcare |
| 6x30 | În industria navală, remorcare de plase de pescuit, manevre |
| 3x24+12x6 | Pentru Sonete, macarale tip Colles, instalații cu solicitări dinamice |

Tabel 12 Domenii de utilizare cabluri compuse duble construcție flexibilă

Cablul construcție 6x12

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă vegetală centrală (H) peste care sunt înfășurate șase toroane alcătuite fiecare dintr-o inimă vegetală (h) în jurul căreia se înfășoară un strat de 12 sârme: H+6 (h+12).

Exemplu de notare

Cablu dublu flexibil 20-H-6x12-1960/B-g-S/Z-STAS 1553-80 (cablu compus, dublu, flexibil, cu diametrul de 20 mm, având construcția 6x12, cu rezistența la rupere de 1960 N/mm², de calitate B, realizată din sârmă zincată electrolic (g) având sensul de înfășurare stânga a sârmelor în toron și al toroanelor dreapta în cablu (S/Z).

| Simbolul construcției cablului | Reprezentarea în secțiune | Descrierea construcției |
|--------------------------------|---------------------------|---|
| 6 x 12 | <p>Fig. 1</p> | <p>O inimă vegetală centrală (H), peste care sînt înfășurate șase toroane, alcătuite fiecare dintr-o inimă vegetală (r), în jurul căreia se înfășoară un strat de 12 sîrme</p> $H + 6 (k + 12)$ |

Tabel 13 Caracteristici specifice cablu 6x12

Cablul construcție 6x24

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă vegetală centrală (H) peste care sunt înfășurate șase toroane, alcătuite fiecare dintr-o inimă vegetală (h) în jurul căreia sunt înfășurate două straturi de sîrmă, primul de 9 și al doilea de 15 sîrme de același diametru: $H+6 (h+9+15)$.

Exemplu de notare

Cablu dublu, flexibil 24-H-6x24-1960/B-g-S/Z-STAS 1553-80 (cablu compus, dublu, flexibil, cu diametrul de 24 mm, avînd construcția 6x24, cu rezistența la rupere de 1960 N/mm², de calitate B, realizată din sîrmă zincată electrolic (g) avînd sensul de înfășurare stînga a sîrmelor în toron și al toroanelor dreapta în cablu (S/Z).

| | | |
|--------|---------------|--|
| 6 x 24 | <p>Fig. 2</p> | <p>O inimă vegetală centrală (H), peste care sînt înfășurate șase toroane, alcătuite fiecare dintr-o inimă vegetală (h), în jurul căreia sînt înfășurate două straturi de sîrme, primul de 9 și al doilea de 15 sîrme de același diametru</p> $H + 6 (h + 9 + 15)$ |
|--------|---------------|--|

Tabel 14 Caracteristici specifice cablu 6x24

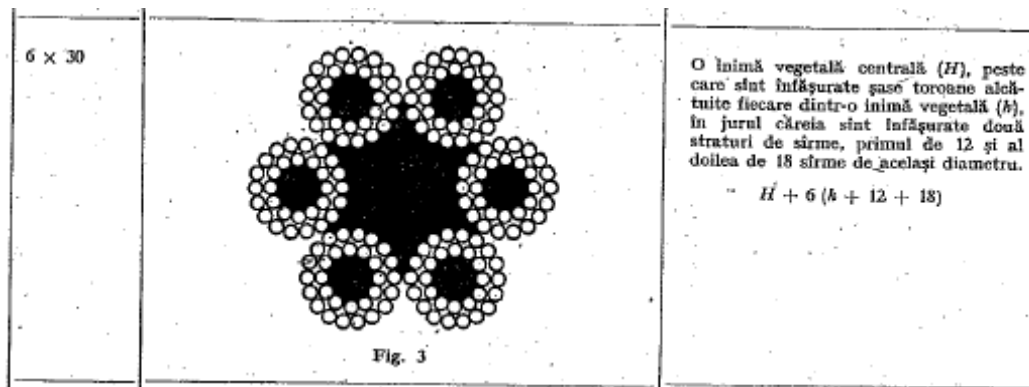
Cablul construcție 6x30

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă vegetală centrală (H) peste care sunt înfășurate șase toroane, alcătuite fiecare dintr-o inimă vegetală (h) în jurul căreia sunt înfășurate două straturi de sîrmă, primul de 12 și al doilea de 18 sîrme de același diametru: $H+6 (h+12+18)$.

Exemplu de notare

Cablu dublu, flexibil 30-H-6x30-1960/Bg-S/Z-STAS 1553-80 (cablu compus, dublu, flexibil, cu diametrul de 30 mm, având construcția 6x30, cu rezistența la rupere de 1960 N/mm², de calitate B, realizată din sârmă zincată electrolytic (g) având sensul de înfășurare a sârmelor din ultimul strat în toron stânga și al toroanelor dreapta în cablu (S/Z)).



Tabel 15 Caracteristici specifice cablu 6x30

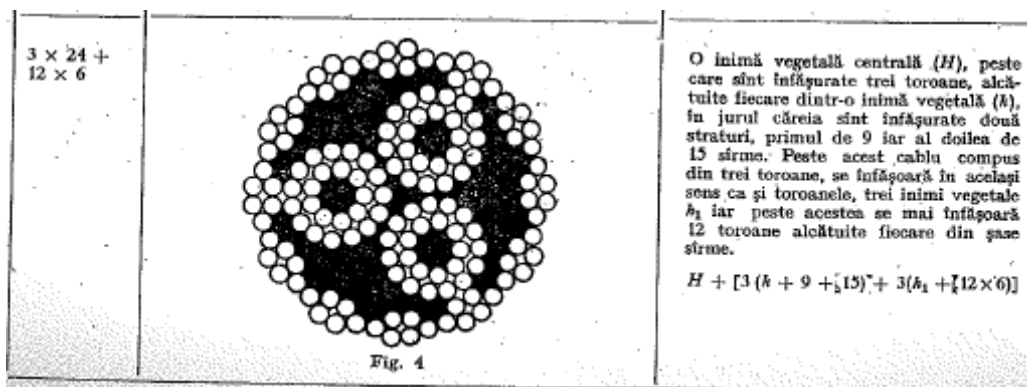
Cablul construcție 6x24+12x6

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă vegetală centrală (H) peste care sunt înfășurate trei toroane, alcătuite fiecare dintr-o inimă vegetală (h), în jurul căreia sunt înfășurate două straturi, primul de 9 iar al doilea de 15 sârme. Peste acest cablu din trei toroane se înfășoară în același sens ca și toroanele, trei inimi vegetale h1 iar peste acestea se mai înfășoară 12 toroane alcătuite fiecare din șase sârme: $H + [3(h + 9 + 15) + 3 h1 + (12 \times 6)]$.

Exemplu de notare

Cablu dublu, flexibil 24-H-3x24+12x6-1960/Bm-SS/Z Z/Z STAS 1553-80 (cablu compus, dublu, flexibil, cu diametrul de 24 mm, cu inima centrală vegetală, format din trei toroane cu 24 fire și din 12 toroane din câte 12 fire cu rezistența la rupere de 1960 N/mm², de calitate B, realizată din sârmă mată).



Tabel 16 Caracteristici specifice cablu 3x24+12x6

Cabluri compuse duble construcție concentrică STAS 2690-80 - ANULAT

| Construcția cablului | Domeniul de utilizare recomandat |
|----------------------|---|
| 18x7 18x19 | <ul style="list-style-type: none"> - Folosit drept cablu antigiratoriu la macaralele turn și poduri rulante speciale - La mașini de ridicat din industria extractivă - Automacarale cu înălțime mare de ridicare - Instalații speciale - Excavatoare miniere |

Tabel 17 Domenii de utilizare cabluri duble construcție concentrică

Cablul construcție 18x7

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă vegetală, peste care sunt înfășurate două straturi de 6, respectiv 12 toroane, compuse fiecare din câte un fir central de sârmă, în jurul căruia sunt înfășurate 6 sârme, toate de același diametru: $H+(6+12) (1+6)$.

Exemplu de notare

Cablu concentric 42-(18x7)-1570/B mat ZS/SZ STAS 2690-80 (cablu dublu, concentric, cu diametrul de 42 mm, de construcție 18x7, din sârmă mată, cu rezistența la rupere de 1570/mm², de calitate B, cu răsucirea sârmelor dreapta în primul strat de toroane, stînga în stratul al doilea și cu răsucirea toroanelor stînga în primul strat și dreapta în al doilea strat de toroane) cu sensul de înfășurare a sârmei în toroane ZS, iar a toroanelor în cablu SZ).

Cablul construcție 18x19

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă vegetală, peste care sunt înfășurate două straturi de 6, respectiv 12 toroane, compuse fiecare din câte un fir central de sârmă, în jurul căruia este înfășurat în același

sens cu contact punctiform două straturi de 6, respectiv 12 sârme, toate de același diametru: $H+(6+12)$ ($1+6+12$).

Exemplu de notare

Cablu concentric 52-(18x19)-1570/B mat ZZS/SZ STAS 2690-80 (cablu dublu, concentric, cu diametrul de 52 mm, de construcție 18x19 din sârmă mată, cu rezistența la rupere de 1570 N/mm², de calitate B, cu răsucirea sârmelor astfel: dreapta la cele două straturi din primul rând de toroane și stânga la cele două straturi din rândul exterior de toroane, iar toroanele se răsucesc la stânga primul rând și la dreapta al doilea rând, cu sensul de înfășurare a sârmei în toroane ZZS, iar a toroanelor în cablu SZ).

Cabluri duble construcție combinată STAS 1689-80 - ANULAT

| Construcția cablului | Domeniul de utilizare recomandat |
|----------------------|--|
| 6x19 S 6x31 S | - În industria extractivă, petrolieră și minieră - Dragline, excavatoare - Instalații de ridicat, funiculare, foraje |
| 6x36 WS | - În industria extractivă petrolieră, poduri rulante, macarale - Instalații speciale |

Tabel 18 Domenii de utilizare cabluri construcție combinata

Cablul construcție 6x19 S

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă centrală, peste care se desfășoară 6 toroane alcătuite fiecare dintr-un fir central de sârmă cu diametrul d_0 pe care sunt înfășurate două straturi de 9 sârme cu diametrul d_1 , respectiv d_2 . Înfășurarea sârmelor se execută dintr-o singură operație: $H+6$ ($1+9+9$).

Exemplu de notare

Cablu SEALE 28-6x19-1570/Bm-S/Z-STAS 1689-80 (cablu SEALE cu diametrul de 28 mm de construcție 6x19 din sârmă cu rezistența de 1570 N/mm², calitatea B, aspectul mat și sensul de înfășurare a sârmelor în toron stânga și a toroanelor în cablu dreapta).

Cablul construcție 6x31 S

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă centrală, peste care se desfășoară 6 toroane alcătuite fiecare dintr-un fir central de sârmă cu diametrul d_0 pe care este înfășurat un strat de 6 sârme și altul de 12 sârme, ambele cu diametrul d_0 . Stratul exterior are 12 sârme cu diametrul d_1 . Înfășurarea sârmelor se realizează în două operații: $H+6$ ($1+6+12+12$).

Exemplu de notare

Cablu SEALE 28-6x31-1570/Bm-S/Z-STAS 1689-80 (cablu SEALE cu diametrul de 28 mm de construcție 6x31 din sârmă cu rezistența de 1570 N/mm², calitatea B, aspectul mat și înfășurarea stânga a sârmelor în toron și dreapta a toroanelor în cablu).

Cablul construcție 6x36 WS

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă centrală, peste care se desfășoară 6 toroane alcătuite fiecare dintr-un fir central de sârmă cu diametrul d_0 , un strat de 7 sârme cu diametrul d_1 și d_2 alternând. Stratul exterior este format din 14 sârme cu diametrul d_3 . Înfășurarea sârmelor se execută dintr-o singură operație: H+6 (1+7+7/7+14).

Exemplu de notare

Cablu W-S-48-6x36-1570/Bm-S/Z-STAT 1689-80 (cablu Warrington-Seale cu diametrul de 48 mm de construcție 6x36 din sârmă mată cu rezistența de 1570 N/mm², calitatea B și sensul de înfășurare stânga al sârmelor și dreapta al toroanelor în cablu).

Cabluri compuse construcție triplă STAS 2693-80-ANULAT

| Construcția cablului | Domeniul de utilizare recomandat |
|----------------------|--|
| 6x7x12 | Utilizări la funiculare, căi suspendate, remorcaj și instalații speciale |

Tabel 19 Domenii de utilizare cabluri construcție triplă

Cablul construcție 6x7x12

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

O inimă centrală H, peste care sunt înfășurate șase cabluri de construcție dublă. Fiecare din cele 6 cabluri duble are o inimă metalică compusă din 3+9 sârme, peste care sunt înfășurate șase toroane compuse tot din 3+9 sârme, toate de același diametru, cu sensul de înfășurare S/Z/S sau Z/S/Z: 6x7x12.

Exemplu de notare : Cablu triplu 27-6x7x12-1570/B-mat-Z/S/Z-STAS 2693-80 (cablu triplu cu diametru de 27 mm, de construcție 6x7x12, din sârmă mată cu rezistența la rupere de 1570 N/mm² de calitate B, cu înfășurarea celor 3 sârme de la centru la dreapta, a stratului de 9 sârme tot la dreapta, a toroanelor în cablu stânga, iar a toroanelor în cablu, dreapta, cu sensul de înfășurare Z/S/Z).

Cabluri plate STAS 1559-80

| Construcția cablului | Domeniul de utilizare recomandat |
|----------------------|---|
| 8x4x7 8x4x15 | Utilizate în industria minieră Benzi pentru ridicat piese grele în industria construcțiilor de mașini, etc. |

Tabel 20 Domenii de utilizare cabluri plate

Cablul construcție 8x4x7

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

Opt cabluri compuse fiecare din patru toroane cu câte șapte sârme de diametrul d , cusute simplu, în același plan, cu sârmă moale de oțel zincat, având rezistența de rupere la tracțiune de 490 N/mm^2 (50 kgf/mm^2) conform STAS 889-80 și diametrul = $(1,1 \dots 1,2) d$. Înfășurarea celor 8 cabluri care compun cablul plat se face alternativ: Z/S și S/Z.

Exemplu de notare

Cablu plat 94/14-8x4x7-1,6-1570-Ag STAS 1559-80 (cablu plat, cu lățimea de 94 mm și grosimea de 14 mm, de construcție 8x4x7 din sârmă de oțel calitate A zincată final electrolitic, cu diametrul de 1,6 mm, având rezistența la rupere de 1570 N/mm^2).

Cablul construcție 8x4x15

DESCRIEREA CONSTRUCȚIEI

Opt cabluri compuse fiecare din patru toroane, formate la rândul lor dintr-un fir central cu diametrul = $(0,4 \dots 0,42) d$, peste care se înfășoară două straturi cu diametrul d : primul strat din 4 sârme, al doilea din 10 sârme, înfășurate în același sens cu pași de toroane diferiți. Aceste 8 cabluri sunt cusute dublu, în același plan, cu sârmă moale de oțel cu diametrul de 2,24 mm, având rezistența la rupere de 490 N/mm^2 (50 kgf/mm^2) conform STAS 889-80. Înfășurarea celor 8 cabluri se face alternativ: Z/S și S/Z.

Exemplu de notare

Cablu plat 186/26-8x4x15-1,6-1570-Ag STAS 1559-80 (cablu plat, cu lățimea de 186 mm și grosimea de 26 mm, de construcție 8x4x15 din sârmă de oțel calitate A zincată final electrolitic, cu diametrul de 1,6 mm, având rezistența la rupere de 1570 N/mm^2).

Cabluri flexibile pentru comenzi aeronavelor STAS 10012-81

| Construcția cablului | Domeniul de utilizare recomandat |
|----------------------|--|
| 7x7 7x19 | În industria aeronautică pentru efectuarea diferitelor comenzi Cabluri de remorcă și pentru instalații de ridicat din industria construcțiilor de mașini, etc. |

Tabel 21 Domenii de utilizare cabluri flexibile

Exemplu de notare pentru un cablu cu diametrul de 4 mm, de construcție 7x19, din sârmă de oțel carbon de calitate (simbol g): cablu pentru comenzi 4 g STAS 10012-81.

II.2.2 Cabluri elicoidale cu sârme multiple EN12385-10

Cablurile elicoidale cu sârme multiple (figura 78) sunt fabricate prin rotirea succesivă a unui rând de sârme, fiecare în sens opus celuilalt, având un nucleu format dintr-un fir drept. Modulul de elasticitate nominal va fi 15-25% sub valoarea pentru cabluri drepte, în jurul valorii de $E=170\text{GPa}$.

Răsucirea sârmelor implică o reducere a rezistenței maxime de rupere comparativ cu cablurile drepte, astfel că rezistența maximă la rupere a cablului este cu aproximativ 10% mai mică decât suma rezistențelor maxime la rupere a sârmelor individuale.

Când cablul elicoidal este supus pentru prima dată tensiunii axiale, alungirea se va datora atât deformației elastice din sârme, dar și cauzată de compactarea sârmelor în cablu, rezultând o alungire remanentă.

Pentru a elimina acest efectul nonelastic, se practică efectuarea unei preîntinderi a cablului astfel încât cablul să își consume deformațiile remanente. Acest lucru necesită o tensionare cu o forță care depășește forța maximă de tracțiune calculată în faza de exploatare a structurii finale. (Niels J. Gimsing, 2012)

Acest tip de cablu se poate grupa în manunchiuri de cabluri. Diametrele și caracteristicile acestui tip de cablu se prezintă în tabelul de mai jos.

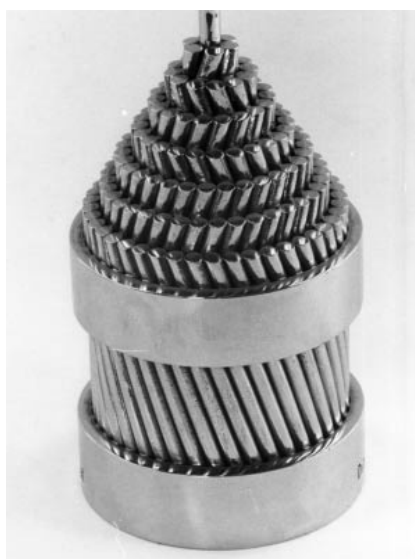


Fig. 78 Cablu elicoidal

PG

1 x 19



1 x 37



1 x 61



Technische Daten

Material:
unlegierter Qualitätsstahl

Elastizitätsmodul:
160 ± 10 kN/mm²

Toleranz d_s:
+ 3%

Korrosionsschutz:
GALFAN verzinkt ohne Innenverfüllung

Technical Data

Material:
unalloyed quality steel

Modulus of Elasticity:
160 ± 10 kN/mm²

Tolerance d_s:
+ 3%

Corrosion Protection:
GALFAN coated without inner filling



| Größe size | Charakt. Bruchkraft charact. breaking load Z _{B,k} DIN 18800* kN | Grenzzugkraft limit tension Z _{R,d} DIN 18800 kN | Metall. Querschnitt metallic cross section ca./approx. mm ² | Gewicht weight ca./approx. kg/m | Konstruktion construction | Seil-Nenndurchmesser nomin. strand dia. d _s mm |
|---------------|--|--|---|--|------------------------------|--|
| PG 5 | 59 | 36 | 39 | 0,3 | 1 x 19 | 8,1 |
| PG 10 | 93 | 56 | 60 | 0,5 | 1 x 19 | 10,1 |
| PG 15 | 134 | 81 | 87 | 0,7 | 1 x 19 | 12,2 |
| PG 20 | 181 | 109 | 117 | 0,9 | 1 x 37 | 14,1 |
| PG 25 | 260 | 158 | 168 | 1,3 | 1 x 37 | 17,0 |
| PG 40 | 367 | 222 | 237 | 1,9 | 1 x 37 | 20,1 |
| PG 55 | 537 | 326 | 347 | 2,7 | 1 x 37 | 24,4 |
| PG 75 | 722 | 438 | 467 | 3,7 | 1 x 37 | 28,3 |
| PG 90 | 884 | 536 | 572 | 4,5 | 1 x 61 | 31,3 |
| PG 125 | 1189 | 721 | 769 | 6,1 | 1 x 61 | 36,3 |

Tabel 22 Tabel de lucru cabluri elicoidale cu sârme multiple

II.2.3 Cabluri elicoidale închise (Locked Coil Strand) - EN12385-10

Acest tip de cablu (figura 79) este utilizat atât la podurile suspendate pentru cablurile principale catenare, pentru suspensori cât și la hobane.

Sunt formate din două tipuri de sârme răsucite:

- în nucleu : sârmă rotundă
- Straturile superioare: sârme în formă specială de Z

Forma de Z a secțiunii sârmei din straturile superioare e aleasă astfel încât sârmele să se îmbine, care în combinație cu efectul de autocompactare datorat aranjamentului spiralat, asigură o suprafață de strângere a cablului. Rezistențele la întindere sunt cuprinse între 1370 MPa și 1570 Mpa.

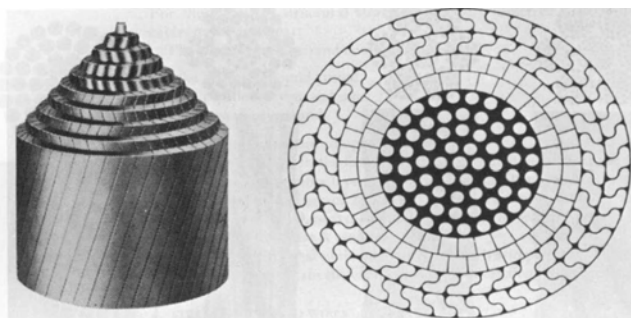


Fig. 79 Cablu elicoidal închis

Diametrele cablurilor elicoidale închise variază între 20 mm și 180 mm, iar forțele maxime de rupere (MBL –Maximum Breaking Load) variază între 368 kN și 31000 kN.



Locked Coil Strand (LC)



| Product Code / Strand Diameter | Minimum Breaking Load | Design Load $G_{max} = MBL / 1,5 / 1,1$ | Nominal Metallic Cross Section | Nominal Axial Stiffness | Nominal Metallic Mass |
|--------------------------------|-----------------------|---|--------------------------------|-------------------------|-----------------------|
| d | MBL | G_{max} | A | EA | Mass |
| mm | kN | kN | mm ² | MN | kg/m |
| LC 20 | 368 | 223 | 254 | 42 | 2.04 |
| LC 25 | 574 | 348 | 398 | 66 | 3.20 |
| LC 30 | 858 | 520 | 594 | 98 | 4.77 |
| LC 35 | 1170 | 709 | 808 | 133 | 6.49 |
| LC 40 | 1580 | 958 | 1090 | 180 | 8.76 |
| LC 45 | 2000 | 1212 | 1390 | 229 | 11.1 |
| LC 50 | 2470 | 1497 | 1710 | 282 | 13.7 |
| LC 55 | 3020 | 1830 | 2090 | 345 | 16.8 |
| LC 60 | 3590 | 2176 | 2490 | 411 | 20.0 |
| LC 65 | 4220 | 2558 | 2920 | 482 | 23.5 |
| LC 70 | 4890 | 2964 | 3390 | 559 | 27.2 |
| LC 75 | 5620 | 3406 | 3890 | 642 | 31.3 |
| LC 80 | 6390 | 3873 | 4420 | 729 | 35.5 |
| LC 85 | 7220 | 4376 | 5000 | 824 | 40.1 |
| LC 90 | 8090 | 4903 | 5600 | 924 | 45.0 |
| LC 95 | 9120 | 5527 | 6310 | 1040 | 50.7 |
| LC 100 | 10100 | 6121 | 6990 | 1150 | 56.2 |
| LC 105 | 11100 | 6727 | 7710 | 1270 | 61.9 |
| LC 110 | 12200 | 7394 | 8460 | 1400 | 68.0 |
| LC 115 | 13300 | 8061 | 9260 | 1530 | 74.5 |
| LC 120 | 14500 | 8788 | 10100 | 1670 | 81.1 |
| LC 125 | 15700 | 9515 | 11000 | 1820 | 88.4 |
| LC 130 | 16200 | 9818 | 11900 | 1960 | 95.6 |
| LC 135 | 17500 | 10606 | 12920 | 2130 | 104 |
| LC 140 | 18700 | 11333 | 13900 | 2290 | 112 |
| LC 145 | 20100 | 12182 | 14910 | 2460 | 120 |
| LC 150 | 21500 | 13030 | 15900 | 2620 | 128 |
| LC 155 | 23000 | 13939 | 16990 | 2800 | 136 |
| LC 160 | 24500 | 14848 | 18100 | 2990 | 145 |
| LC 165 | 26100 | 15818 | 19250 | 3180 | 155 |
| LC 170 | 27600 | 16727 | 20400 | 3370 | 164 |
| LC 175 | 29300 | 17758 | 21650 | 3570 | 174 |
| LC 180 | 31000 | 18788 | 22900 | 3780 | 184 |

Tabel 23 Tabel de lucru cabluri elicoidale inchise

II.2.4 Cabluri cu sârme paralele

Sunt folosite în special la cablurile principale ale podurilor suspendate. Reducerea rezistenței și a rigidității asociate cu răsucirea sârmelor în toroanele elicoidale au dus la realizarea cablurilor paralele de la un capăt la altul. În practica curentă, cablurile cu sârme paralele utilizate la realizarea podurilor suspendate sunt alcătuite din sârme de 5 mm diametru și sunt grupate în forme pătratice sau hexagonale.

Avantajele utilizării cablurilor cu sârme paralele (figura 80) au fost recunoscute pentru o lungă perioadă de timp datorită modulului de elasticitate superior, însă problemele legate de bobinare și transportul cablului au condus la utilizarea tot mai rară a acestui tip de cablu în construcții. Problema bobinării rezultă din faptul că pentru curbarea unui cablu cu sârme paralele cu secțiuni transversale nedistorsionate ar necesita o alungire a sârmelor exterioare și o contracție a sârmelor de la interiorul curburii. (Niels J. Gimsing, 2012)

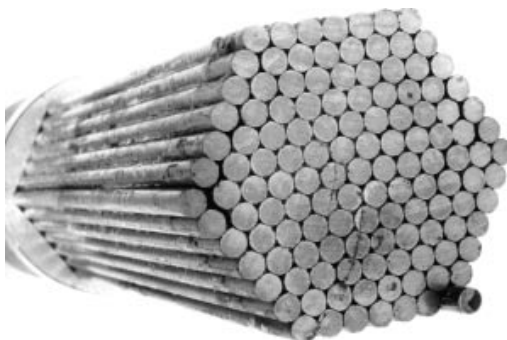


Fig. 80 Toron cu sârme paralele

II.2.5 Cabluri cu toroane paralele

Acest sistem constă într-un mănunchi de toroane elicoidale îmbrăcate individual în manșoane de polietilenă ce alcătuiesc împreună cablul. Numărul toroanelor variază de la 4 la 169, dar s-au realizat și cabluri având peste 200 de toroane paralele. Toroanele ce alcătuiesc cablul sunt elicoidale, fiind realizate din 7 sârme de 7 mm diametru, din oțel având rezistența caracteristică de 1860 Mpa. Diametrul toronului este de 15.7 mm și au forța de rupere nominală de 279 kN/toron. Fiecare toron se ancorează și se tensionează individual și are propriul sistem de protecție anticorozivă din polietilenă extrudată, dar și prin galvanizarea sârmelor. Cablurile cu toroane paralele se grupează în mănunchiuri introduse într-o teacă ce se umple cu materiale rezistente la coroziune având ductilitate ridicată (figura 81). Acest tip de cablu se poate grupa în mănunchiuri de cabluri. (Niels J. Gimsing, 2012)

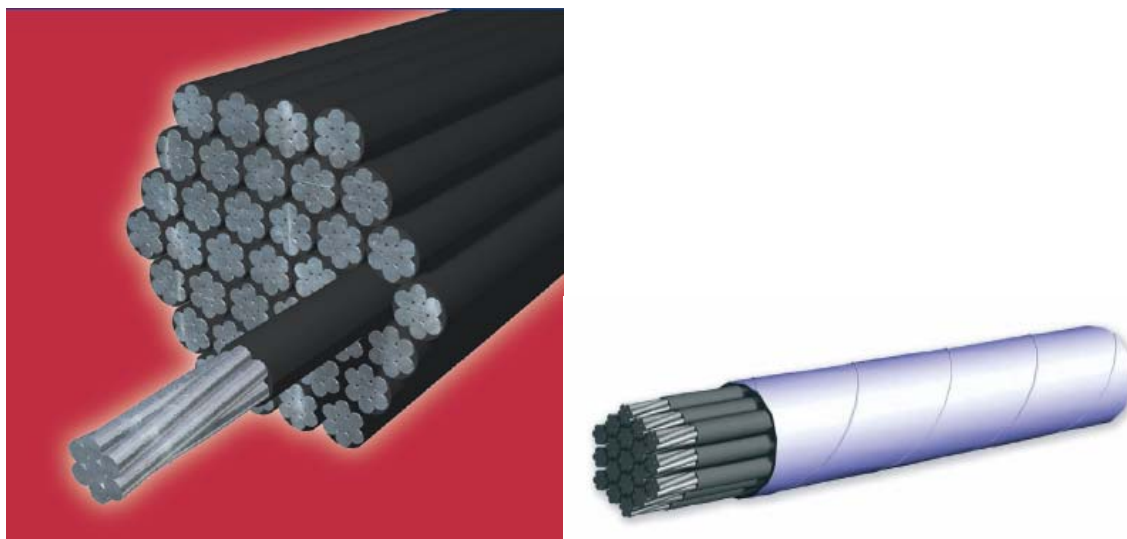


Fig. 81 Cablu cu toroane paralele

Dimensiunile uzuale pentru cabluri cu toroane paralele se prezintă în tabelul de mai jos.

| N° of strands | Nominal breaking load Fpk [kN] | Maximum working load 45%Fpk [kN] | Maximum tested fatigue load range (200 MPa) [kN] | ØA1 [mm] | ØB1 [mm] | □ C1 [mm] | D [mm] | E [mm] | F** [mm] | G [mm] |
|---------------|--------------------------------|----------------------------------|--|----------|----------|-----------|--------|--------|----------|--------|
| 4 | 1.116 | 502 | 120 | 110 | 180 | 280 | 70 | 20 | 20 | 200 |
| 7 | 1.953 | 879 | 210 | 150 | 200 | 300 | 80 | 20 | 30 | 200 |
| 12 | 3.348 | 1.507 | 360 | 200 | 280 | 375 | 80 | 20 | 40 | 250 |
| 19 | 5.301 | 2.385 | 570 | 240 | 300 | 390 | 90 | 30 | 50 | 250 |
| 31 | 8.649 | 3.892 | 930 | 280 | 310 | 415 | 130 | 30 | 70 | 300 |
| 37 | 10.323 | 4.645 | 1.110 | 280 | 330 | 430 | 150 | 30 | 80 | 300 |
| 42 | 11.718 | 5.273 | 1.260 | 325 | 370 | 475 | 150 | 30 | 80 | 350 |
| 55 | 15.345 | 6.905 | 1.650 | 325 | 370 | 475 | 175 | 30 | 90 | 350 |
| 61 | 17.019 | 7.659 | 1.830 | 360 | 460 | 550 | 200 | 50 | 100 | 350 |
| 73 | 20.367 | 9.165 | 2.190 | 410 | 470 | 590 | 250 | 50 | 100 | 400 |
| 91 | 25.389 | 11.425 | 2.730 | 440 | 500 | 650 | 300 | 50 | 120 | 400 |
| 127 | 35.433 | 15.945 | 3.810 | 490 | 550 | 750 | 350 | 70 | 130 | 400 |
| 169 | 47.141 | 21.218 | 5.070 | 580 | 630 | 900 | 390 | 70 | 145 | 450 |

Tabel 24 Tabel de lucru cabluri cu toroane paralele

II.2.6 Cabluri alcătuite din bare de tensiune

Cablurile alcătuite din bare de tensiune (figura 82) se realizează din oțel de înaltă rezistență și se utilizează mai puțin la poduri hobanate (podurile Main River și Penang fiind singurele poduri hobanate documentate ce au în alcătuire cabluri alcătuite din bare), dovedindu-se a fi neeconomice și susceptibile la oboseală. Acestea sunt alcătuite din câte 7-10 bare de tensiune, fiecare cu diametru cuprins între 15-36 mm, realizate din oțel cu rezistența la curgere de 1080 MPa. Având în vedere că acest tip de cablu nu se poate bobina, barele de tensiune sunt livrate în elemente de 12...20 m lungime, și se continuizează prin manșoane filetate (figura 83) la capete. Într-un cablu, barele sunt așezate paralel, separate prin distanțiere, fiind protejate de un tub exterior metalic sau din PEID, injectat cu mortar sau rășini pentru asigurarea protecției anticorozive. Rezistența la oboseală redusă a acestui tip de cablu se datorează manșoanelor de cuplare. Utilizând oțel cu rezistență la curgere mai mică, rezultă secțiuni mai mari, dar acest lucru reduce variația tensiunilor, crescând astfel rezistența la oboseală a secțiunii barei. Utilizarea acestui tip de cabluri se pretează structurilor unde sarcinile permanente și greutatea proprie sunt predominante în comparație cu încărcările utile. (Rene Walther, 1999) (Walter Podolny, 1986)

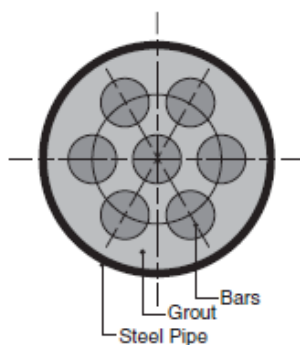


Fig. 82 Cablu cu bare de tensiune

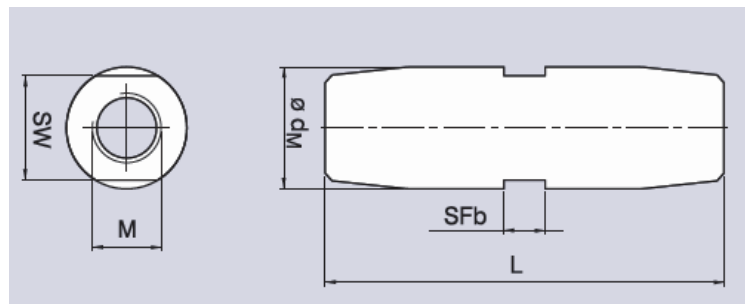
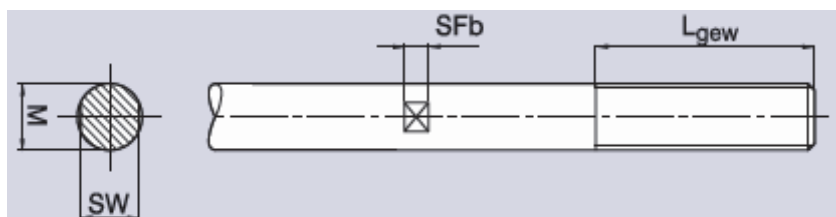


Fig. 83 Manson pentru bare de tensiune

Totuși, datorită modulului de elasticitate mai mare comparativ cu cablurile din toroane, sistemele de bare de tensiune individuale au găsit aplicabilitate la contravântuiri, sisteme de acoperiș, sau la podurile unde lăgimile dintre punctele de ancorare sunt relativ reduse și solicitările de calcul se încadrează în limitele de rezistență ale barelor de tensiune. Diametrele și caracteristicile barelor de tensiune se prezintă mai jos. Tensionarea acestor cabluri se face de regulă prin strângerea în filetele ancorajelor sau a manșoanelor de cuplaj la momentul de strângere dorit.



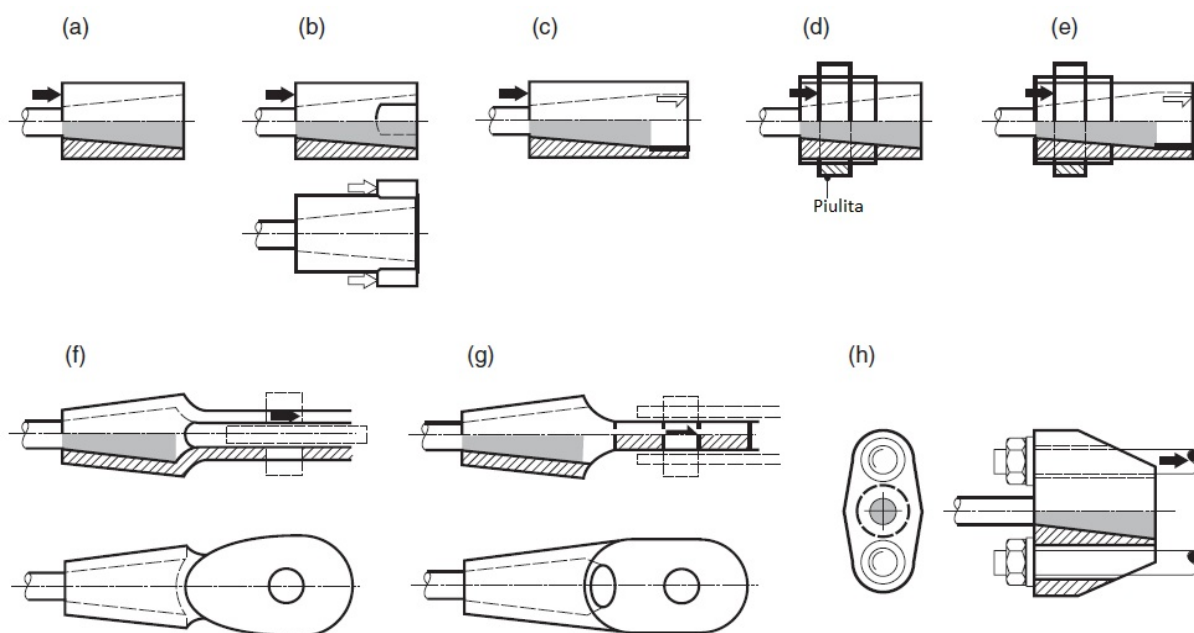
| size M mm | $N_{R,d}^*$ kN | $N_{R,d}^*$ kN | L_{gew} mm | SF_b mm | S_w mm | L_{max} mm | weight kg/m |
|-----------------|-------------------|-------------------|-----------------|--------------|-------------|-----------------|----------------|
| 10 | 26,3 | 26,1 | 33 | 19 | 9 | 6000 | 0,61 |
| 12 | 38,3 | 37,9 | 38 | 19 | 10 | 6000 | 0,88 |
| 16 | 71,2 | 70,5 | 54 | 19 | 14 | 12000 | 1,58 |
| 20 | 111,0 | 110,1 | 67 | 19 | 18 | 12000 | 2,47 |
| 24 | 160,0 | 158,5 | 80 | 19 | 22 | 15000 | 3,55 |
| 27 | 208,0 | 206,6 | 90 | 19 | 25 | 15000 | 4,50 |
| 30 | 254,0 | 252,1 | 100 | 19 | 28 | 15000 | 5,55 |
| 36 | 371,0 | 367,3 | 120 | 19 | 33 | 15000 | 8,00 |
| 42 | 509,0 | 504,2 | 140 | 19 | 39 | 15000 | 10,9 |
| 48 | 669,0 | 662,6 | 159 | 19 | 45 | 15000 | 14,2 |
| 52 | 798,0 | 790,6 | 172 | ** | ** | 15000 | 16,7 |
| 56 | 922,0 | 913,0 | 187 | ** | ** | 15000 | 19,3 |
| 60 | 1073,0 | 1062,4 | 199 | ** | ** | 15000 | 22,2 |
| 64 | 1215,0 | 1203,6 | 211 | ** | ** | 15000 | 25,3 |
| 70 | 1463,0 | 1463,7 | 233 | ** | ** | 15000 | 30,2 |
| 80 | 1910,0 | 1953,8 | 266 | ** | ** | 15000 | 39,5 |
| 90 | 2418,0 | 2514,6 | 297 | ** | ** | 15000 | 49,9 |
| 100 | 2985,0 | 3146,0 | 328 | ** | ** | 15000 | 61,7 |

Tabel 25 Tabel de lucru Bare de tensiune

II.3 DETALII CONSTRUCTIVE PRIVIND UTILIZAREA CABLURILOR ÎN CONSTRUCȚII

II.3.1 Ancorajele cablurilor

La podurile având în alcătuire cabluri, conexiunea dintre acestea și tablier sau pilon este deosebit de importantă. Cerințele de proiectare au la bază rezistența la oboseală a ancorajelor și dimensiunile acestora, precum și rolurile conexe pe care le pot avea cum ar fi amortizarea vibrațiilor din cabluri. În funcție de tipul cablului, ancorajele sunt alcătuite în moduri diferite (figura 84). (Rene Walther, 1999)



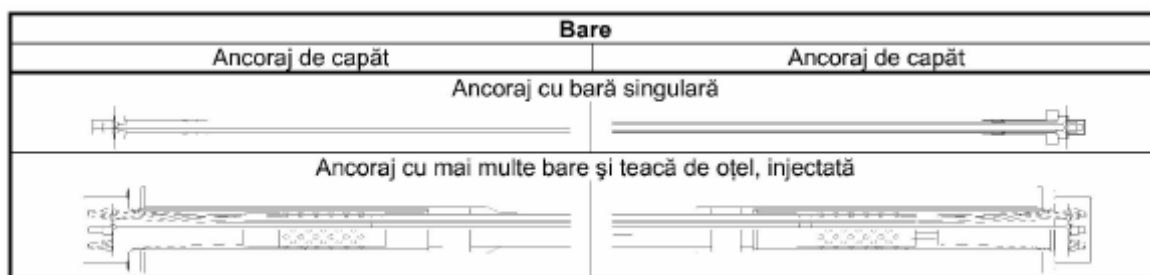
| Detalii de capăt pentru cabluri – Manșonare cu metal sau cu rășină conform EN 13411-4 | |
|---|--|
| Manșon cu furcă | |
| Manșon cilindric | |
| Manșon conic cu filet interior și bară tensionată | |
| Manșon cilindric cu filet exterior și piuliță | |
| Manșon cilindric cu filet intern și extern și piuliță | |
| Manșon cilindric cu filet intern și bară tensionată | |

Fig. 84 Ancoraje pentru cabluri

| Capete de cabluri strânse mecanic | |
|--|--|
| Manșon cu furcă | |
| Manșon închis strâns mecanic | |
| Capăt filetat strâns mecanic | |
| Manșon cu buclă de aluminiu strânsă mecanic conform EN 13411-3 | |
| Clemă U pentru fixarea capetelor de cablu conform EN 13411-5 | |

| Toroane neprotejate, toroane îmbrăcate în polietilenă sau în rășină epoxidică | |
|--|------------------|
| Ancoraj de capăt | Ancoraj de capăt |
| Ancoraj cu pene și manșon postinjectat – toroane neprotejate, toroane îmbrăcate în polietilenă sau în rășină epoxidică | |
| | |
| Ancoraj cu pene și placă de etanșare – toroane îmbrăcate în polietilenă | |
| | |
| Ancoraj cu pene și țevă preinjectată – toroane îmbrăcate în polietilenă | |
| | |
| Ancoraje cu pene și țevă intermediară umplută cu parafină – toroane îmbrăcate în polietilenă | |
| | |

| Sârme | |
|---|------------------|
| Ancoraj de capăt | Ancoraj de capăt |
| Ancoraj cu sârme și manșon umplut cu material compozit | |
| | |
| Ancoraj cu sârme și capete pastilă umplut cu rășină epoxidică | |
| | |



Tabel 26 Detalii de capăt pentru cabluri

Ancorarea unui toron este influențată de forța cablului care este concentrată pe o suprafață mică. Cel mai general mod de ancorare a unui toron este prin prinderea capetelor cablului într-un sochet având în interior formă tronconică care este umplut cu zinc topit sau alte materiale pretabile, astfel încât la solicitarea axială a cablurilor, sochetul tronconic să acționeze ca o pană (figura 85). Cerințele comune pentru toate tipurile de ancoraje sunt:

- Să confere transferul încărcărilor;
- Să faciliteze accesul pentru inspecție;
- Să confere protecție la intemperii;
- Să confere siguranța împotriva accidentelor;
- Să asigure spațiu suficient pentru tensionare;
- Să utilizeze organe de asamblare standardizate;

Performanța ancorajelor este determinată de sistemul structural și de numărul de cabluri ce se ancorează. În general indicațiile furnizorilor de cabluri spun că un ancoraj trebuie să poată transfera forța de rupere a cablului. Detaliile constructive ale ancorajelor sunt diferite în funcție de producător, iar în general producătorul de cablu oferă sistemul propriu de ancoraj. Eforturile estimate din cabluri determină modul de tensionare al acestora și detaliile de prindere al ancorajelor de tablă sau piloni.

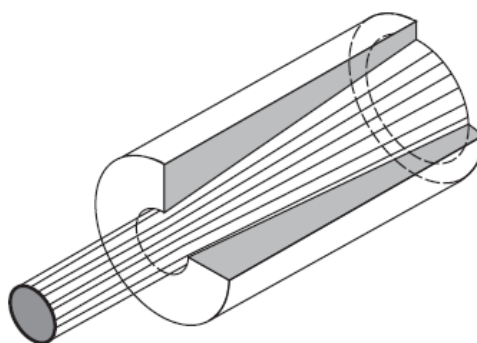


Fig. 85 Sochet de ancoraj pentru un toron

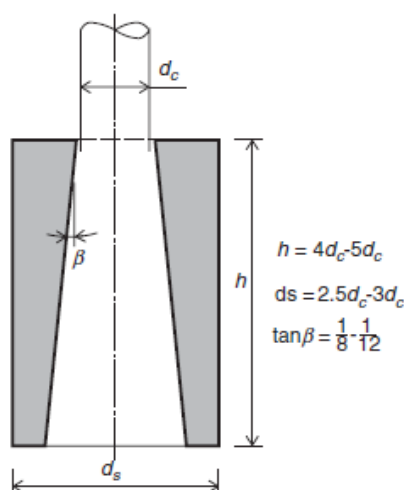


Fig. 86 Dimensionarea sochetului simplu

Pe lângă rolul de a asigura transmiterea eforturilor din cablu în tablier/pilon, socheții trebuie verificați și la presiune laterală. (figura 86,87) Se consideră lungimea efectivă a sochetului a fi $2/3$ din lungimea totală a acestuia și că presiunea materialului de umplere acționează sub un unghi ϕ față de partea interioară a acestuia și corespunde unui unghi de frecare $\mu = \tan \phi$. În cazul materialului de umplutură metalic, unghiul $\tan \phi = 0.2$, iar pentru umpluturile din rășini epoxidice, folosite în sistemele de ancoraj moderne, $\tan \phi = 0.45$. Forța totală din inel P se determina cu formula:

$$P_r = \frac{T}{2\pi \tan(\phi + \beta)} \quad \text{Eq. 1}$$

Unde T este forța din cablu. Considerând că tensiunea inelului este preluată de $2/3$ din lungimea totală a ancorajului, rezultă tensiunea:

$$\sigma = \frac{3 P_t}{2 h t_a} = \frac{3 T}{4\pi \tan(\phi + \beta)} \quad \text{Eq. 2}$$

Unde t_a este grosimea medie a peretelui ancorajului în partea activă ($2/3$ din h). (Niels J. Gimsing, 2012)

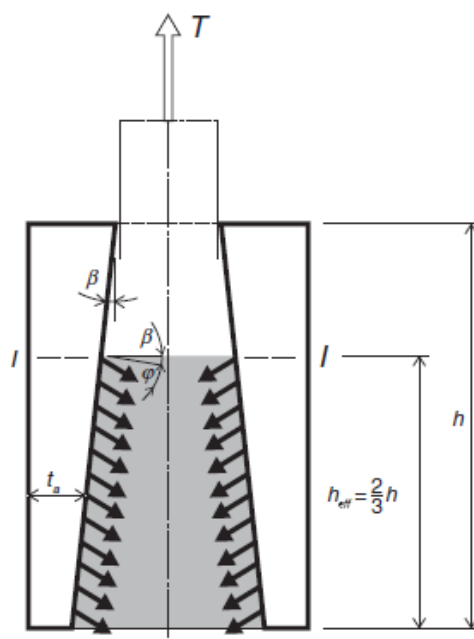


Fig. 87 Transmiterea idealizata a forțelor in interiorul unui ancoraj

Un sistem de ancoraj performant utilizat pentru ancorarea cablurilor alcătuite din toroane este ancorajul tip HiAm sau Freyssinet H1000 (figura 88,89), care permite tensionarea individuală a toroanelor cu dispozitive hidraulice. În funcție de producător și cerințe, dimensiunile și specificățiile acestora diferă.

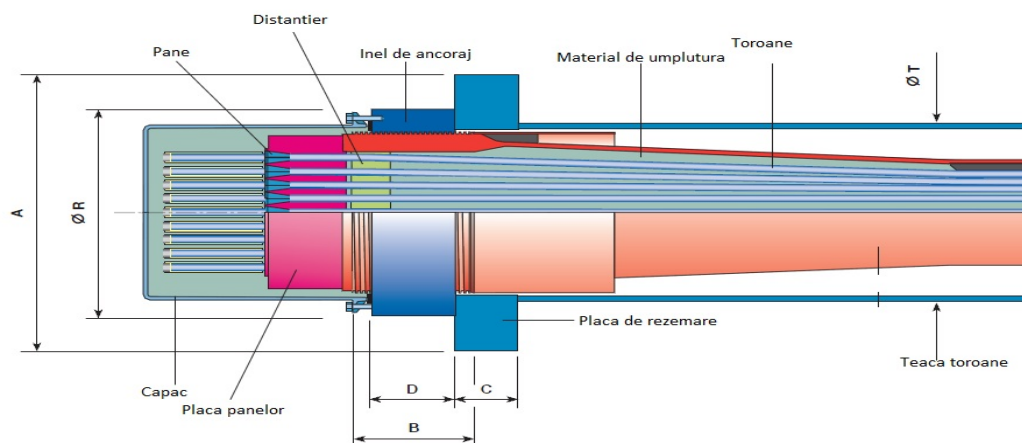
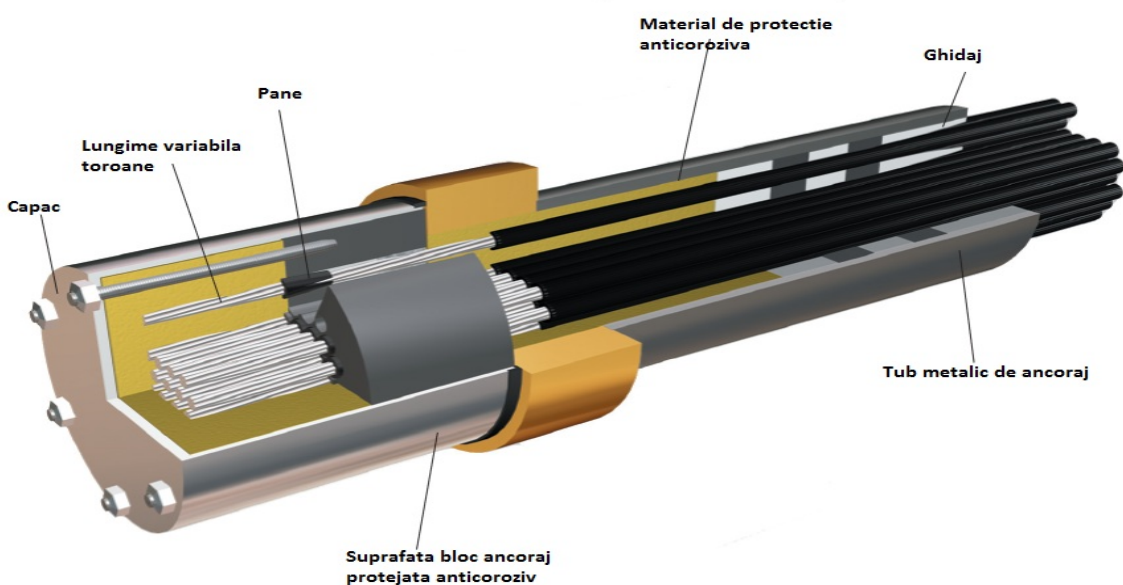
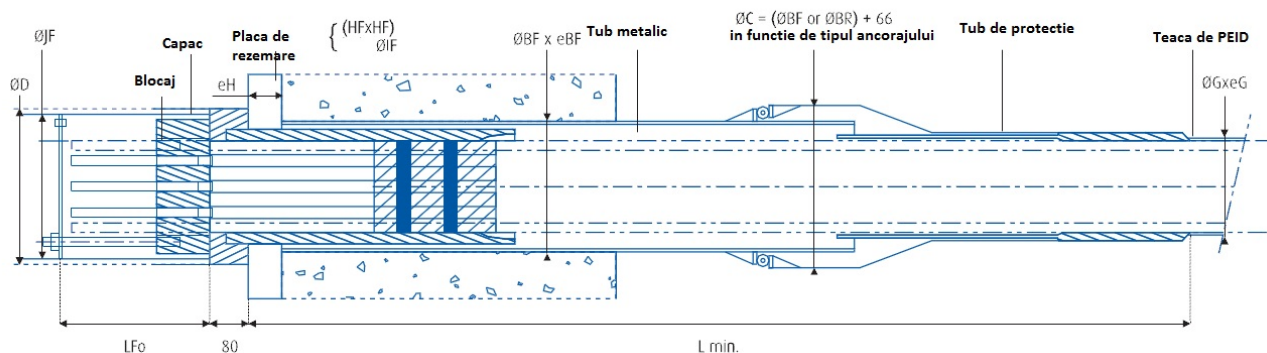


Fig. 88 Ancoraj de tip HiAm

ANCORAJ INFERIOR FIX



ANCORAJ SUPERIOR ADJUSTABIL

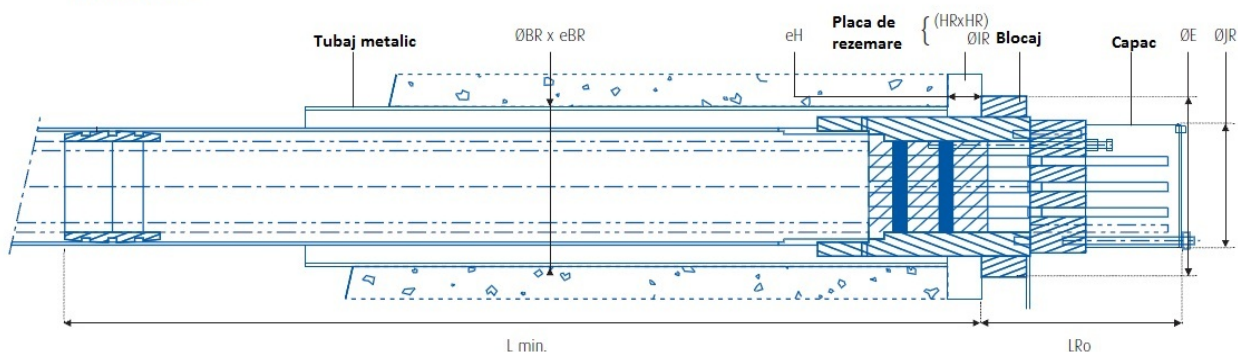


Fig. 89 Ancoraj de tip Fressynet H1000

În cazul structurilor suspendate și hobanate, sistemul de prindere a cablurilor în vârful pilonilor poate fi fix sau poate să traverseze pilonul printr-o șa. Șeile pot fi fixate de piloni sau pot fi rezemate pe reazeme care să permită deplasări în sens longitudinal structurii. Fixarea șeii de vârful pilonului sporește rigiditatea întregii structuri. În figura 90 și figura 91 sunt exemplificate dispozitivele de ancoraj care facilitează tranziția cablurilor prin șa.

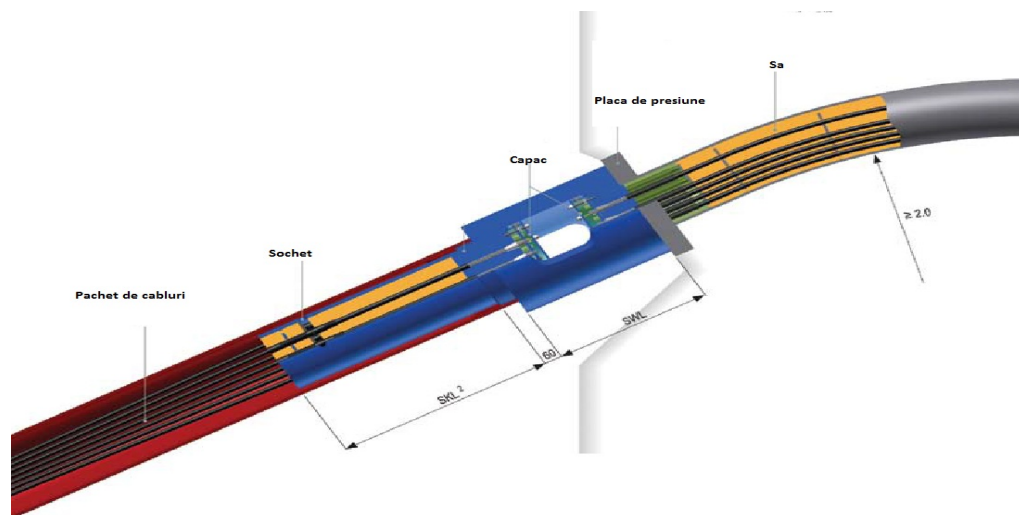


Fig. 90 Ancoraj de tip sa , BBR

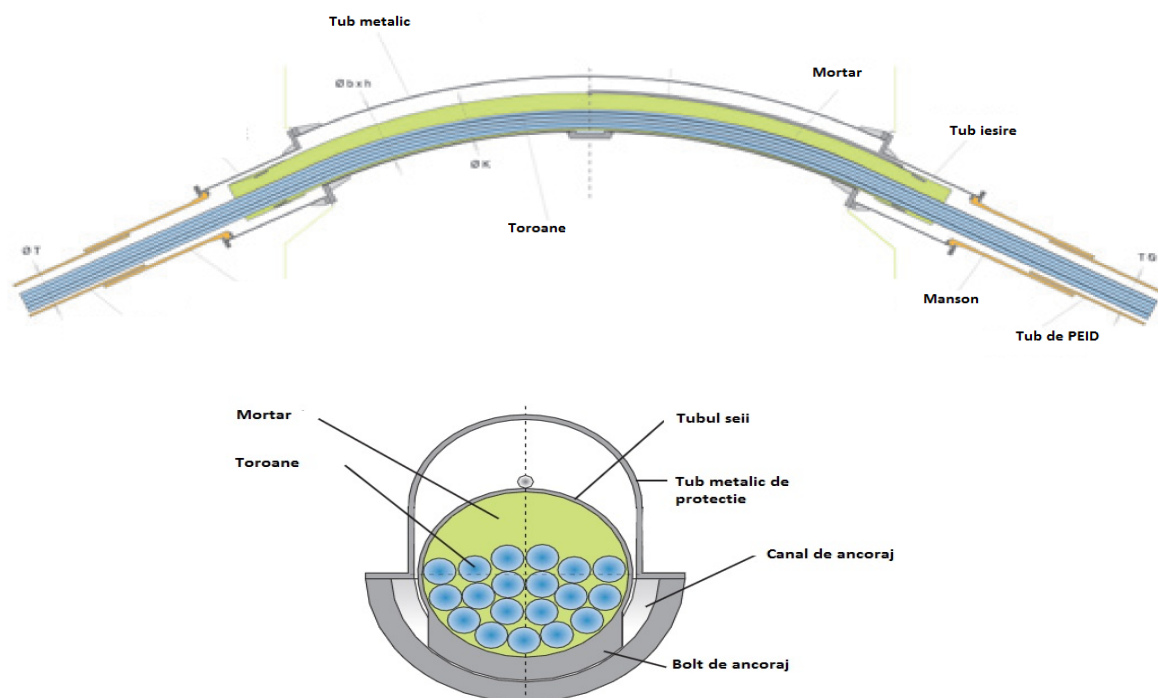


Fig. 91 Ancoraj de tip sa

II.3.2 Poziționarea în secțiune transversală a cablurilor

La proiectarea unei structuri pe cabluri portante, este esențial să se cunoască distribuția eforturilor din cabluri în tablier în funcție de rigiditatea acestuia. Din punct de vedere al poziționării în sens transversal al cablurilor se disting două categorii: structuri cu un plan al cablurilor amplasat axial care impune realizarea unui tablier cu rigiditate la torsiune sporită, în general fiind utilizate secțiuni casetate închise. Din a doua categorie fac parte structurile cu două sau mai multe plane ale cablurilor, fiind abordarea cea mai răspândită, unde tablierul este susținut de la extremități, iar eforturile sunt distribuite transversal prin intermediul antretoazelor. În unele cazuri, tablierul are o alcătuire transversală care permite conectarea directă a cablurilor de grinzile de rigidizare (figura 92 a,b,c,e), iar în alte cazuri trebuie adăugate elemente structurale la punctele de ancorare a cablurilor pentru a asigura transmiterea eforturilor în tablier (figura 92 d,f,g). În funcție de numărul de cabluri și eforturile care acestea trebuie să le preia, se va alege configurația optimă a tablierului pentru a satisface exigențele privind rezistența și stabilitatea acestuia. (Niels J. Gimsing, 2012)

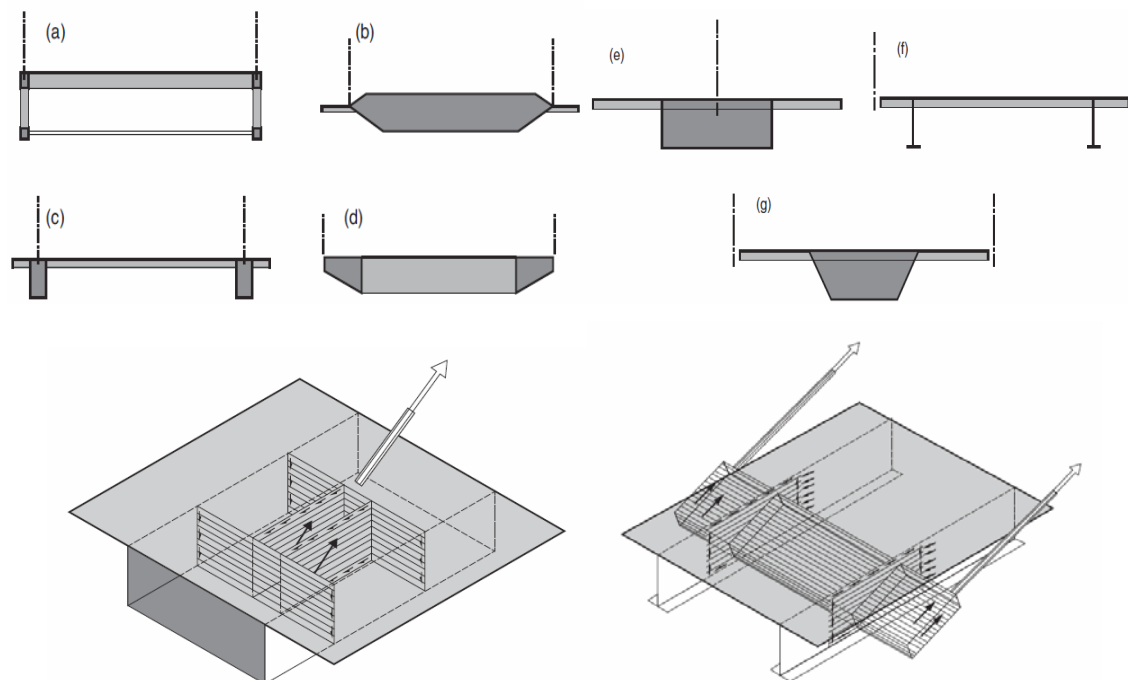


Fig. 92 Poziționarea cablurilor în secțiune transversală

II.3.3 Ancorajele dintre cabluri și suspensori la structuri suspendate

În cazul structurilor suspendate, legătura dintre cablul principal și suspensori se

realizează prin intermediul unor cleme(bride) (figura 93) direct de cablul principal. Bridele sunt alcătuite în general din două jumătăți semi-cilindrice conectate prin șurubri de înaltă rezistență pentru a obține frecarea necesară dintre clemă și cablu.

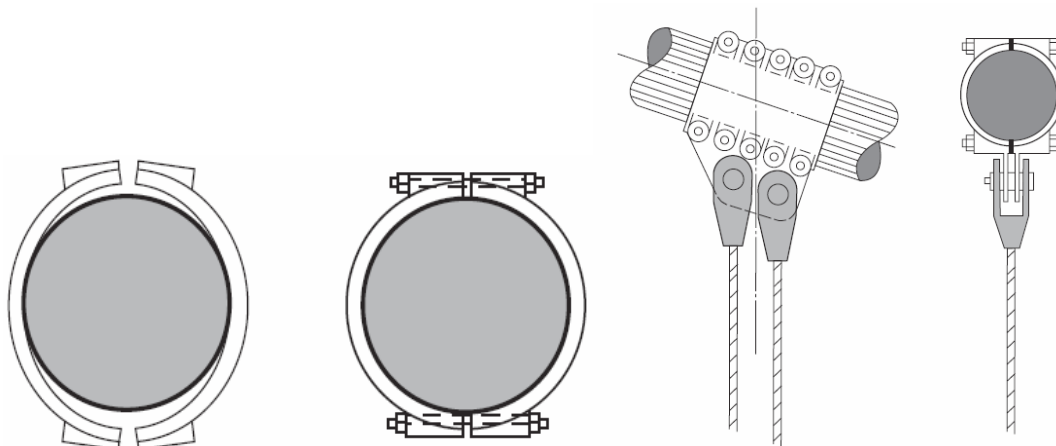


Fig. 93 Ancoraje cablu-suspensori

Frecarea necesară la clemă de cablu depinde de înclinația cablului, iar valoarea cea mai mare este în consecință necesară în apropierea pilonilor. Din acest motiv numărul de șuruburi sau efortul de strângere din fiecare clemă de cablu crește de la mijlocul deschiderii spre piloni.

În zona de prindere a bridelor, cablul principal este supus unei forțe verticale concentrate ce introduce variație unghiulară în jurul axei acestuia. Această variație unghiulară va fi distribuită mai precis între două modificări unghiulare la capetele clemei datorită rigidității acesteia (figura 94). Se va urmări proiectarea clemelor astfel încât aceste variații unghiulare să fie minime. (Niels J. Gimsing, 2012)

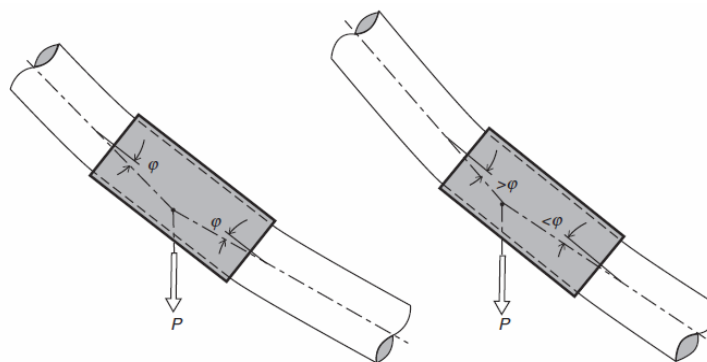


Fig. 94 Variația unghiulară a cablului în dreptul bridelor

II.3.4 Ancorajele dintre cabluri și piloni

Modul de realizare a legăturii dintre cabluri și piloni influențează direct modul de comportare a întregii structuri. Din punct de vedere al mobilității nodului, ancorarea

cablurilor se poate realiza fie cu traversarea cablului peste pilon prin intermediul unei șei de ancoraj care permite deplasări longitudinale pe perioada de execuție cu scopul de a nu introduce momente în pilon, fiind de obicei fixate de vârful pilonului după tensionarea finală a cablurilor, fie prin intermediul ancorajelor fixe. (figura 95) .

În varianta (a), cablul este curbat continuu pe o șa fixată pe pilon. Acesta este tipul de conexiune preferat la majoritatea podurilor suspendate de mari dimensiuni.

În soluția (b) se utilizează de asemenea o șa, dar aici este posibilă o mișcare longitudinală prin aplicarea unor role sub aceasta. Acest principiu este utilizat în timpul montajului, când sunt efectuate ajustări, pentru a evita o încovoiere nedorită a pilonilor în faza de exploatare.

În soluția (c), cablul este întrerupt la pilon, iar ambele capete ale cablurilor sunt fixate. Această soluție este utilizată la podurile hobanate moderne cu număr mare de cabluri unde este necesară extinderea zonei de ancorare în lungul pilonului. (Niels J. Gimsing, 2012)

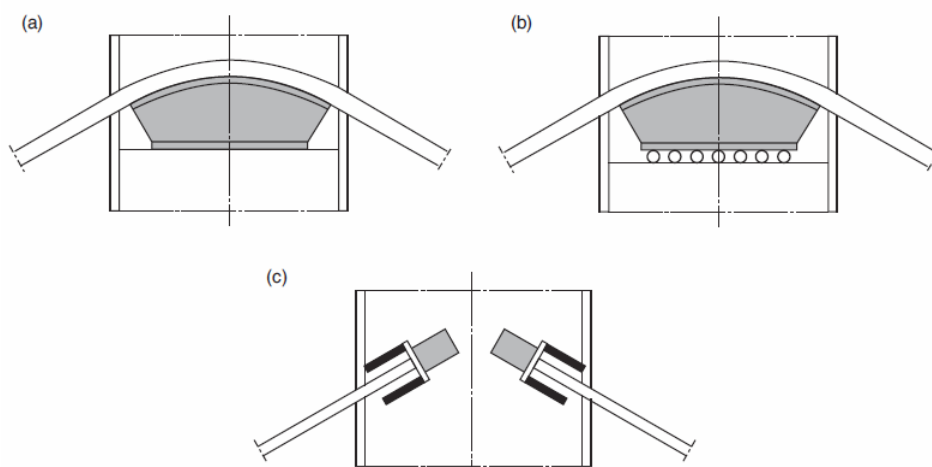


Fig. 95 Ancoraje cablu-pilon

În cazul pilonilor realizați din beton armat, ancorarea unui sistem cu mai multe cabluri poate fi realizată în diferite configurații (figura 96).

Soluția (a) presupune ca hobanele să fie ancorate în interiorul pilonului de secțiune casetată, de ambele părți. Acest mod de prindere asigură transferul componentelor orizontale ale forțelor din cablu prin pilon. Acest efort poate fi preluat prin adăugarea de toroane precomprimate între pereții opuși ai pilonilor de beton.

În soluția (b) cablurile sunt conduse continuu prin pilon în tuburi curbate. În această

configurație componentele orizontale ale forței din cabluri sunt transferate direct, fără a afecta pilonii, dar soluția este aplicabilă în special la cablurile alcătuite din toroane elicoidale.

Sistemul de ancoraj al cablurilor de piloni prezentat în figura (c) presupune ca hobanele să fie conduse prin tuburile de ancorare din pilon și ancorate pe partea opusă astfel încât să se stabilească o suprapunere. Prin acest mod se obține echilibrul componentelor orizontale a forțelor din piloni. Pentru a evita intersecția cablurilor în interiorul pilonului, excentricitatea laterală este inevitabilă. Excentricitățile vor induce torsiune în pilon, care este un efect negativ asupra pilonilor din beton, considerând rezistența la forfecare redusă a betonului. (Niels J. Gimsing, 2012)

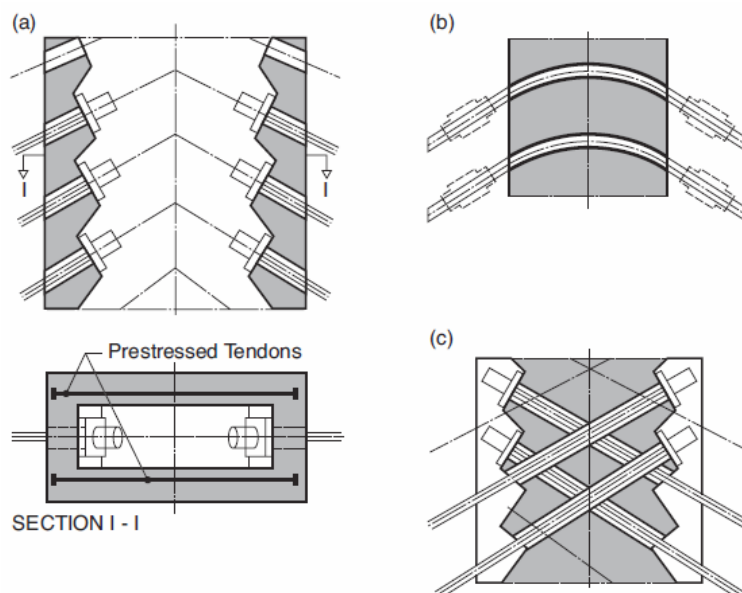


Fig. 96 Ancoraje cablu-pilon

II.3.5 Ancorajele dintre cabluri și masivele de ancoraj

În structurile pe cabluri ancorate de teren, forța totală a cablurilor principale trebuie să fie transferată prin intermediul blocului de ancoraj, la terenul natural. Transmiterea forței din cablu în masivul de ancoraj se realizează prin ancorarea individuală a toroanelor în blocul de beton. Prin urmare, cablul este desprățit în toroane individuale la trecerea printr-o șa de deviere. Șaua de deviere trebuie să permită deplasările axiale ale cablului ce au loc la variații ale temperaturii sau cauzate de eforturi. Devierea toroanelor se face într-o cameră interioară a masivului de ancoraj, iar la partea inferioară a acestei camere, toroanele sunt ancorate. Eforturile din toroane sunt transferate blocului de ancorare prin intermediul unor tije de oțel, sau toroane înglobate în beton. (figura 97) (Niels J. Gimsing, 2012)

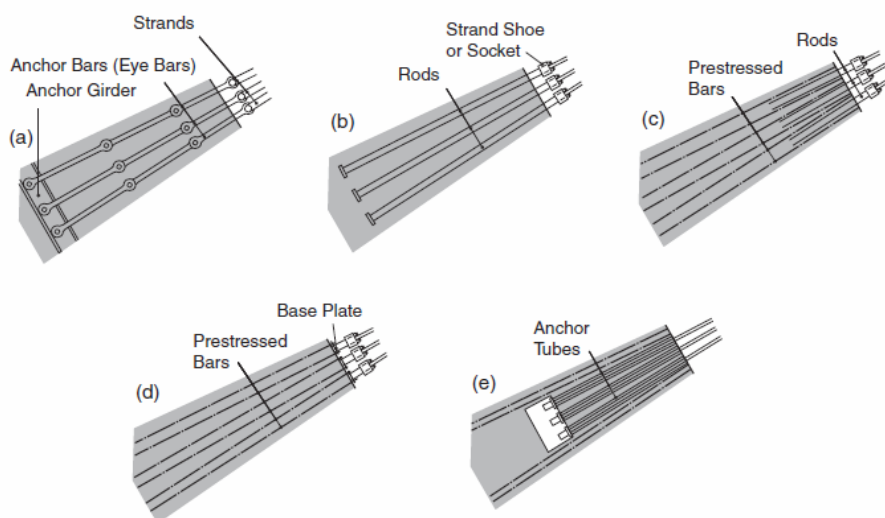


Fig. 97 Ancoraje cablu-masiv de ancoraj

În figura 97 (a) este prezentată soluția care a fost utilizată cu precădere la podurile suspendate americane construite în prima jumătate a secolului XX. O altă soluție pentru transferul eforturilor la blocul de beton este prezentată în figura b, prin tije filetate la capătul superior.

După introducerea tehnicii de tensionare, sa dovedit a fi avantajos să se utilizeze toroane sau cabluri pentru transmiterea eforturilor la masivul de beton. Transmiterea forței de strângere la barele post-tensionate se poate realiza la fața exterioară a toronului, prin conectarea tijelor filetate la plăcile de bază ale tendoanelor, așa cum se arată în figura (d).

La podurile având cablurile alcătuite din sârme paralele se poate aplica soluția din figura (e). În acest caz, sârmele au socheți de fixare care sunt introduși prin tuburi și ancorați în beton. Și în acest caz, transmiterea forței din cablu este realizată prin toroane precomprimate.

După ce forța cablului a fost transferată în blocul de ancorare așa cum este descris mai sus, transmiterea ulterioară către sol este mult influențată de condițiile locale.

Cel mai obișnuit tip de bloc de ancorare este masivul de greutate (figura 98). În acest caz este necesară o greutate proprie foarte mare pentru a contracara componenta verticală a forței cablului și pentru a da o frecare suficientă la nivelul tălpii de fundație pentru a asigura transmiterea componentei orizontale a forței din cablu. (Niels J. Gimsing, 2012)

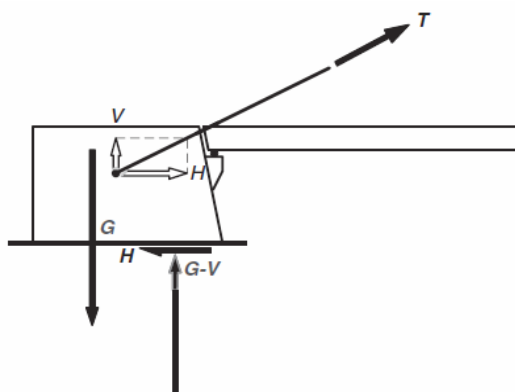


Fig. 98 Schema forțelor din masivul de ancoraj

Cu notațiile din figura de mai sus și coeficientul de frecare μ în zona de fundație, se poate formula următoarea condiție pentru exprimarea echilibrului orizontal:

$$R_H \leq \mu R_V \Rightarrow H \leq \mu (G - V) \quad \text{Eq. 3}$$

$$G \geq V + H/\mu \quad \text{Eq. 4}$$

Deoarece coeficientul de frecare μ are întotdeauna o valoare subunitară, se va observa că greutatea G a blocului de ancorare trebuie să fie considerabil mai mare decât forța orizontală a cablului. Presupunând că: $H=2V$ și $\mu=1/3$, va rezulta $G>3,5H$.

Din figura 98 reiese că momentul de răsturnare ca urmare a tracțiunii cablurilor va muta rezultanta presiunii verticale pe talpa fundației R_V către capătul din față al blocului de ancorare, reducând presiunea de contact la capătul din spate al acestuia.

Dimensiunile generale și greutatea blocului de ancorare se va alege astfel încât să existe o presiune de contact pe toată suprafața fundației. Presupunând o variație lineară a presiunilor pe talpa blocului, va rezulta condiția că $e_R > \lambda / 3$.

Exprimarea echilibrului momentului în jurul vârfului se scrie:

$$(G - V) e_R + H e_H + V e_V = G e_G \quad \text{Eq. 5}$$

Ținând cont de condiția $e_R > \lambda / 3$, rezultă:

$$G \geq [3H e_H - V(3e_V + \lambda)] / (3e_G - \lambda) \quad \text{Eq. 6}$$

Se observă că este favorabil să avem o valoare cât mai mare a lui e_G , adică să se concentreze greutatea blocului de ancorare la capătul din spate.

Ecuatiile prezentate mai sus permit o predimensionare estimativă ale blocului de ancorare, dar rezultatul va trebui să fie verificat în faza de proiectare printr-o analiză mult mai detaliată a interacțiunii dintre bloc și terenul natural. (Niels J. Gimsing, 2012)

II.3.6 Accesorii pentru amortizoarele vibrațiilor din cabluri

Reducerea vibrațiilor în cabluri sunt o cerință esențială pentru toate structurile pe cabluri portante. Câteva dintre mecanismele de formare a vibrațiilor la cabluri au fost studiate de-a lungul anilor, dintre care cele mai întâlnite fenomene ce induc excitații sunt: vârtejurile, rafalele, excitații parametrice ale tablierului sau ale pilonului și vibrații induse de fenomenul vânt-ploaie.

Consecințele pe termen lung a vibrațiilor conduc la oboseala elementelor structurale, fiind posibilă inclusiv cedarea cablurilor cauzată de variația ciclurilor de încărcare-descărcare. Aceste efecte defavorabile sunt motivul pentru care se recomandă măsuri de protecție ce constă în introducerea unor elemente de amortizare atașate cablurilor în zonele de ancoraj ale acestora (figura 99). Având în vedere complexitatea fenomenului de vibrație a cablurilor, prezenta lucrare nu tratează în detaliu acest aspect.

Într-o lucrare de cercetare viitoare se urmărește detalierea răspunsului sistemelor de cabluri la vibrații și analiza efectelor amortizării acestora. Gradul de amortizare necesar trebuie specificat prin proiect în funcție de aranjamentul și tipul cablurilor sau de amplasarea amortizorului, iar condiția impusă pentru amortizarea vibrațiilor este următoarea:

$$\delta_{\text{Req.Sup}} = \frac{S_c \cdot (2 \cdot \pi) \cdot \rho_A \cdot D_s^2}{m_s} - \delta_I < \delta_{\text{Max.Sup}} = \pi \cdot \frac{L_D}{L_S}$$

Eq. 7

$\delta_{\text{Req.Sup}}$ - gradul de amortizare necesar exprimat în procente

S_c - Numărul lui Scruton

ρ_A - densitatea aerului

D_s - diametrul exterior al cablului

m_s – greutatea cablului

ρ - amortizarea

L_D, L_S sunt distanțele de la ancoraj la amortizor și lungimea cablului

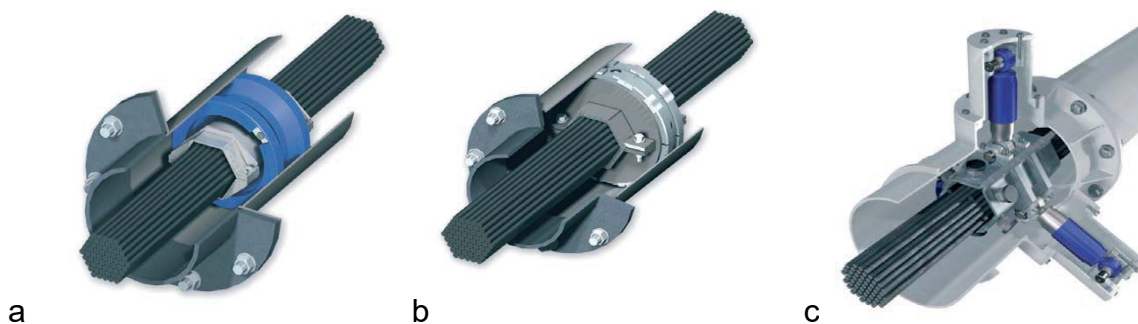


Fig. 99 Accesoriile de amortizare a cablurilor

În funcție de sursa vibrațiilor se prevăd diferite tipuri de amortizoare. Pentru vibrațiile induse de efectul vânt-ploaie se prevăd nervuri elicoidale pe exteriorul tecilor de protecție a cablurilor, care previn scurgerea apei pe generatoarea inferioară a acestora. (figura 100)



Fig. 100 Tecii de protecție împotriva efectului indus de fenomenul vânt-ploaie

Un alt sistem de amortizare a cablurilor este prevăzut în interiorul ancorajelor (figura 99) care poate fi: elastomeric (a), hidraulic (b) sau radial (c). În cazul cablurilor de lungimi mari, se recomandă sisteme suplimentare de amortizare. Aceste sisteme se montează separat și pot fi amortizoare cu pendul și piston, sisteme cu două pistoane, sau contrahobane (figura 101).



Fig. 101 Accesoriile de amortizare a cablurilor

II.3.7 Protecția anticorozivă a cablurilor

Cablurile sunt elementele structurale cu cea mai mare expunere la coroziune. Numărul mare de sârme, fiecare de diametru mic, implică o vulnerabilitate a cablului la coroziune. Fiindcă interiorul cablurilor este inaccesibil, se recomandă a se opta pentru o soluție de protecție anticorozivă performantă. Deși în trecut se accepta utilizarea firelor negalvanizate în alcătuirea cablurilor, în prezent toate sârmele trebuie galvanizate. În anumite cazuri întreaga protecție anticorozivă depinde de galvanizarea sârmelor individuale.

Una din metodele utilizate la mijlocului secolului XX presupune tratarea cablului cu o pastă de zinc, apoi înfășurarea unei sârme moi galvanizate în jurul cablului. Astfel, pe lângă protecția anticorozivă a cablului, era realizat un al doilea sistem de protecție.

În prezent, în cele mai multe situații, pentru refacerea protecției anticorozive a cablurilor cu sârmă moale înfășurată, se adaugă un strat suplimentar ce constă în înfășurarea unor fâșii elastomerice peste cabluri, termosudate. La cablurile podurilor hobanate nu se mai recomandă un singur strat de protecție anticorozivă, fiind necesară realizarea unui sistem combinat cu sârme galvanizate și straturi superioare de protecție.

Din punct de vedere al rezistenței la coroziunea atmosferică, cablurile cu sârme închise (figura 102) sunt cele mai eficiente, fiind protejate prin îmbinarea dintre sârmele de secțiune Z, galvanizate. Pentru a forma un sistem dublu de protecție, acestea se pot vopsi cu vopsele cu elasticitate mare sau se pot manșona cu teci din PEID extrudate pe cablu. (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 102 Imbinarea firelor de secțiune Z

Introducerea cablului în tuburi de protecție și injectarea acestora cu mortare sau rășini formează de asemenea o barieră dublă de protecție. Tuburile se realizează fie din oțel, fie din polietilena. Injectarea tuburilor se realizează după reglarea finală a eforturilor din cabluri, pentru a evita formarea fisurilor în masa mortarului. În prezent mortarele sunt mai puțin utilizate la umplerea tecilor având o elasticitate redusă, optându-se pentru umpluturi din rășini care să preia variațiile eforturilor din cabluri fără riscuri de fisurare.

Metoda de protecție anticorozivă folosind dezumidificatori (figura 103) este cea mai nouă și constă în pomparea aerului în teci etanșe prin guri de aerare pentru a menține umiditatea scăzută în interiorul tecilor. Această soluție presupune o închidere ermetică a tecii exterioare, dar și diametre mai mari ale tecilor pentru a favoriza circulația aerului.

Acest sistem nu exclude celelalte sisteme de protecție, ci vine în completarea lor, asigurând o durabilitate sporită și costuri de întreținere reduse. Fiind un sistem scump, acesta este fezabil în cazul podurilor cu deschideri mari unde costurile reduse de întreținere sunt cerințe esențiale.

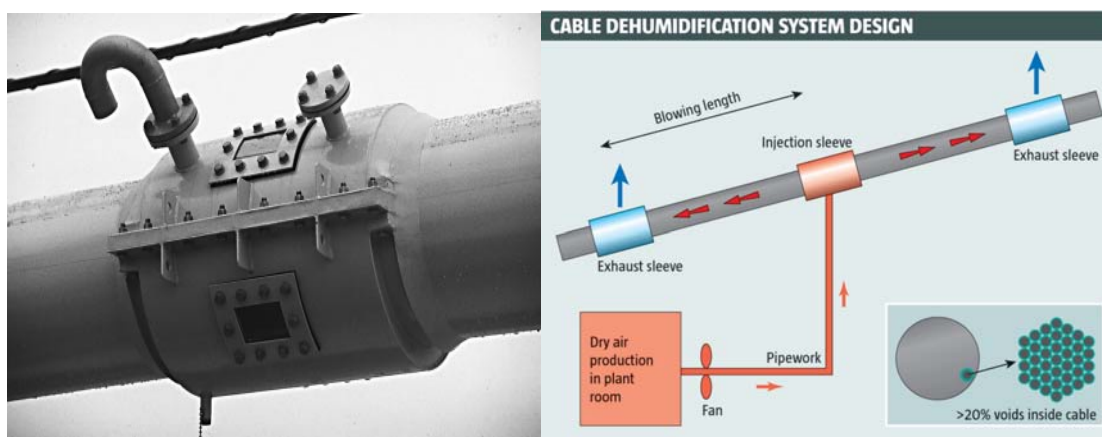


Fig. 103 Dispozitiv pentru accesul aerului

Un sistem complementar sistemului de protecție anticorozivă cu dezumidificare a cablurilor, constă în înfășurarea unor benzi de polietilena în jurul cablului (figura 104), suprapuse, iar apoi încălzite cu ajutorul unei pături electrice pentru a se lipi între ele, asigurând astfel un strat impermeabil și etanș. Una din cerințele esențiale ale acestui sistem, ca și în cazul tecilor din polietilenă, o reprezintă rezistența la UV.



Fig. 104 Aplicarea benzilor din polietilena

Reglementările europene privind creșterea durabilității cablurilor, cf. SR EN 1993-1-1, prezintă următoarele recomandări:

Pentru elemente întinse din grupele B și C cu expunere de clasele 2, 4 și 5 se recomandă ca sistemul de protecție anticorozivă să fie după cum urmează:

- elementele întinse din grupa C să aibă două niveluri de sisteme de protecție anticorozivă, cu o interfață sau un material de umplutură la interior, între cele două sisteme.
- interiorul cablului să fie protejat pentru a opri pătrunderea umezelii;
- sârmele individuale să fie protejate împotriva coroziunii;
- suprafața exterioară să se protejeze împotriva coroziunii.
- în cazul colierelor și al ancorajelor să se aplice măsuri de protecție anticorozivă suplimentare, pentru a preveni pătrunderea apei.

Protecția anticorozivă a sârmelor individuale

Se recomandă ca fiecare sârmă individuală din cadrul elementelor întinse din grupele B și C să fie îmbrăcată fie în zinc, fie în aliaj de zinc.

Se recomandă ca îmbrăcămintea din zinc sau din aliaj de zinc pentru sârmele elementelor întinse din grupa B să fie în conformitate cu EN 10264-2, clasa A. Pentru sârme profilate, se recomandă ca îmbrăcămintea să fie în conformitate cu EN 10264-3, clasa A.

- în general, sârmele cu secțiune Z sunt galvanizate cu o grosime mai mare a îmbrăcăminții de până la 300 g/m pentru a compensa reducerea de grosime la muchiile ascuțite.
- Sârmele îmbrăcate în aliaj Zn95Al5 au o protecție anticorozivă mult îmbunătățită față de cele galvanizate cu zinc de aceeași grosime a protecției. Sârmele rotunde și cele cu secțiune Z pot fi protejate cu un aliaj Zn95Al5 cu densitatea de bază.

Pentru elemente întinse din grupa C, se recomandă ca îmbrăcămintea sârmelor să fie în conformitate cu EN 10138.

Protecția anticorozivă a interiorului elementelor întinse din grupa B

Se recomandă ca toate golurile din interiorul cablurilor să fie umplute cu un material de umplutură activ sau pasiv, care să nu poată fi dislocat de apă, de căldură sau de vibrații.

- Materialele de umplere active sunt pe bază de poliuretan cu pulbere de zinc.
- Materialele de umplere pasive pot fi: parafină permanent elasto-plastică sau solzi de aluminiu în rășină de hidrocarburi.

- Materialele de umplere aplicate în timpul fabricării elementelor întinse poate ieși când elementul este întins, astfel încât se recomandă prevederea altor măsuri de protecție anticorozivă corespunzătoare.
- Se recomandă ca materialul de umplere să fie ales astfel încât să se evite orice incompatibilitate cu celelalte măsuri de protecție anticorozivă care se aplică respectivului cablu.

Protecția anticorozivă a exteriorului elementelor întinse din grupa B

Se recomandă ca după montaj să se aplice măsuri de protecție anticorozivă suplimentare, pentru a compensa atât orice degradare apărută cât și pierderea de zinc.

Această protecție poate consta din teci de polietilenă sau vopsea bogată în zinc. Se recomandă ca grosimea minimă a polietilenei să fie egală cu diametrul exterior al cablului împărțită la 15 și să nu fie mai mică de 3 mm.

Se recomandă ca sistemul prin vopsire să cuprindă minimum:

- 2 x 50 μm straturi primare poliuretan cu pulbere de zinc ;
- 2 x 125 μm straturi finale de poliuretan cu mică feroasă.

Cablurile cu sârme din oțel inoxidabil și capete din oțel inoxidabil fără protecție suplimentară se recomandă să se supună regulilor corespunzătoare clasei de rezistență la coroziune respective.

- Anexa națională poate preciza clasele de rezistență la coroziune pentru oțel inoxidabil.
- în condiții identice, sârmele acoperite cu Zn95Al5 au o rezistență la coroziune de până la trei ori mai mare față de cele cu protecție mare de zinc.

Protecția anticorozivă a elementelor întinse din grupa C

Se recomandă ca elementele întinse din grupa C să fie protejate folosind țevă de oțel sau de polietilenă, în conformitate cu standardele corespunzătoare, având spațiul dintre fața interioară a tecii și cablu umplut cu un material de protecție anticorozivă adecvat sau cu pastă de ciment. De asemenea, pot fi folosite îmbrăcămînți din polietilenă extrudată direct sau îmbrăcăminte epoxidică pe fiecare toron sau cablu.

Se recomandă ca tecile utilizate pentru cabluri să fie făcute impermeabile la prinderea cu elementele de ancoraj. Se recomandă ca prinderile să fie proiectate astfel încât să nu se rupă atunci când teaca este supusă la întindere.

Se recomandă ca golurile să fie umplute cu materiale hidrofobe continue care nu au

efecte adverse asupra elementelor întinse. În mod alternativ, cablul poate fi protejat prin ventilarea aerului uscat prin teacă.

Materialele hidrofobe continue sunt umpluturi moi, cum ar fi lubrifianți, parafină sau rășină moale, sau umpluturi dure, cum ar fi cimentul. Se recomandă ca adecvarea umpluturilor să fie demonstrată prin încercări experimentale. Alegerea umpluturilor acceptabile poate fi precizată în anexa națională.

Protecția anticorozivă a cablurilor principale ale podurilor suspendate necesită o abordare specială. După îndesarea cablului principal în aria necesară a secțiunii transversale, cablul este înfășurat strâns cu sârmă moale galvanizată tensionată, așezată într-o pastă corespunzătoare, suficientă pentru a umple complet golurile dintre sârmele exterioare ale cablului și sârma înfășurată. După înlăturarea surplusului de pastă din exteriorul sârmei înfășurate, suprafața zincată este curățată și vopsită. În cazul ancorajelor cablurilor podurilor suspendate, acolo unde sârma înfășurată este înlăturată, este necesar un tratament special. Dezumidificarea aerului din jurul sârmelor este o metodă comună de protecție.

Protecția anticorozivă a îmbinărilor

Se recomandă să se ia măsuri pentru a preveni situația în care apa de ploaie care se scurge pe cablu să pătrundă în coliere, șei și ancoraje.

II.4 PROPRIETĂȚI MECANICE

II.4.1 Aspecte generale

Urmărind diagrama de efort-deformație pentru un cablu, (figura 105) se observă că nu are o zonă plastică asemenea oțelului structural, iar alungirea la rupere este considerabil mai mică decât cea din cazul oțelului structural. Domeniul de variație a deformației plastice disponibil este suficient să permită o redistribuire locală a forțelor în cabluri cu eforturi inițiale diferite, rezultate în urma imperfecțiunilor de montaj. Pe de altă parte, Domeniul de variație a deformației plastice a cablului nu este suficient să permită proiectarea în domeniul plastic a întregii structuri.

Sârmele uzuale au o rezistență la tracțiune minimă garantată de 1570 MPa. Limita de proporționalitate are o valoare de cca. 65%-70% din rezistența la tracțiune. Sârme cu o rezistență la tracțiune de 1770 MPa, 1860 MPa, respectiv 1960 MPa sunt disponibile pe piață.

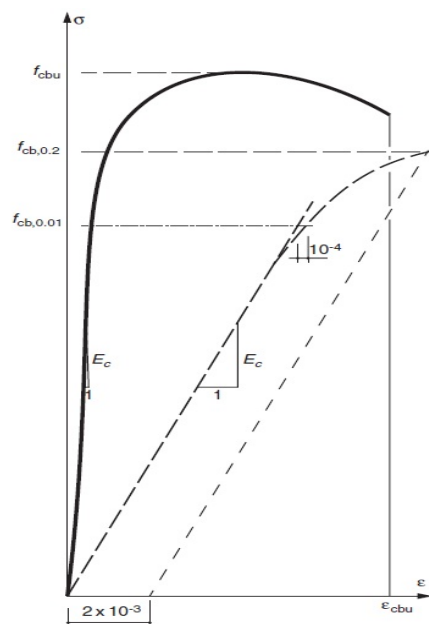


Fig. 105 Diagrama efort deformație

E_c – Modulul de elasticitate

$f_{cb,0.01}$ – limita de proporționalitate

f_{cbu} – rezistența ultimă la rupere

ε_{cbu} - alungirea totală la rupere

Rezistența sârmelor de oțel în conformitate cu 1991-11. Cap 3.1

- sârme rotunde: rezistența nominală la întindere: 1770 N/mm²
- sârme Z: rezistența nominală la întindere: 1570 N/mm²
- sârme rotunde: rezistența nominală la întindere: 1450 N/mm²

Se recomandă ca valorile caracteristice f_y și f_u pentru oțeluri pentru structuri, precum și f_{02} sau $f_{0,i}$ și f_u pentru sârme să se ia din specificațiile tehnice corespunzătoare.

- Pentru oțel, a se vedea EN 1993-1-1 și EN 1993-1-4.
- Pentru sârme, a se vedea EN 10264, de la Partea 1 până la Partea 4. NOTA 3
- Pentru cabluri, a se vedea EN 12385, Partea 4 și Partea 10.
- Pentru detalii de capăt, a se vedea EN 13411-3.
- Pentru toroane, a se vedea EN 10138-3.

II.5 MODULUL DE ELASTICITATE AL CABLURILOR

II.5.1 Aspecte generale

Rigiditatea structurilor hobanate depinde în mare parte de rigiditatea la eforturi axiale a cablurilor. Deplasarea capătului liber, încărcat cu efort axial, nu depinde numai de

aria secțiunii, ci și de modulul de elasticitate și de săgeată. Se consideră cablul înclinat, articulat la partea inferioară și cu un capăt deplasabil la partea superioară (figura 106). Datorită acțiunii forței F , cablul ia forma catenară, iar lungimea totală a cablului este mai mare decât proiecția acestuia în planul considerat. $L > l$. Dacă forța F tinde spre infinit, $L = l$. (Troitsky, 1988)

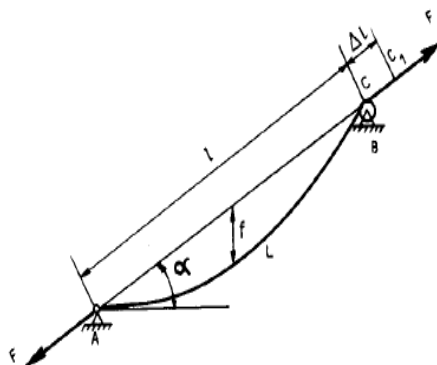


Fig. 106 Sistemul de cablu inclinat sub acțiunea forței F

- Se pune condiția:

$$\Delta l = L - l \quad \text{Eq. 8}$$

- Astfel, crescând forța:

$$F_1 = F + \Delta F \quad \text{Eq. 9}$$

- Alungirea devine:

$$\Delta \Delta l = \Delta l - \Delta l_1 \quad \text{Eq. 10}$$

$$\varepsilon_f = \Delta \Delta l / l \quad \text{Eq. 11}$$

Prin urmare modulul aparent de elasticitate poate fi exprimat ca și raportul dintre efort și deformație:

$$E_f = \sigma / \varepsilon_f \quad \text{Eq. 12}$$

Cablul sub acțiunea forței axiale are o alungire elastică egală cu raportul dintre efort și modul de elasticitate:

$$\varepsilon_f = \sigma / E_f \quad \text{Eq. 13}$$

$$\varepsilon_e = \sigma / E_e$$

Un modul de elasticitate ideal E_i este condiționat de modulii de elasticitate E_f datorat săgetii și de modulul E_e reprezentând modulul datorat elasticității, astfel:

$$E_i = \frac{E_f E_e}{E_f + E_e} \quad E_i = \frac{\sigma}{\varepsilon_f + \varepsilon_e} \quad \text{Eq. 14}$$

Pentru a putea determina modulul de elasticitate ideal, trebuie mai întâi să determinăm variația alungirilor, respectiv Δl .

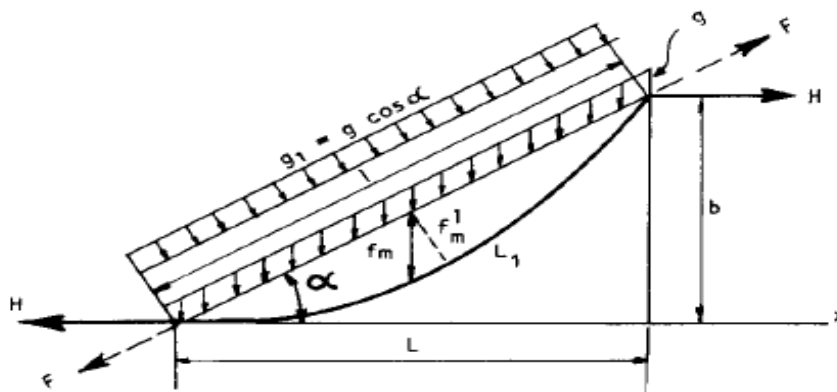


Fig. 107 Cablul sub încărcare uniform distribuită

- Momentul încovoietor M secțiunea $x = x_m/l$ va fi:

$$M_s = H f_m \quad \text{Eq. 15}$$

Unde H este componenta orizontală, iar f_m ordonata pe curbura cablului. M_s reprezintă momentul încovoietor al grinzii pentru deschiderea și încărcarea dată.

- Sub încărcarea distribuită g_1 , momentul încovoietor va fi:

$$M_g = g_1 L^2/8 \quad \text{Eq. 16}$$

- Dar pentru ca $g_1 = g \cos \alpha$, iar $L = L \cos \alpha$ rezultă momentul:

$$M_g = q l^2 / (8 \cos \alpha) \quad \text{Eq. 17}$$

- Condiția ca $M_s = M_g$ determină ca $H f_m = g L^2 / (8 \cos \alpha)$
- iar dacă $H/g = h$ rezultă că $f_m = L^2 / (8 h \cos \alpha)$
- iar lungimea cablului devine:

$$L_1 = l + \frac{8 (f_m')^2}{3 l} \quad \text{Eq. 18}$$

- și obținem: alungirea:

$$\Delta l = L_1 - l = \frac{8 (f'_m)^2}{3 l} \quad \text{Eq. 19}$$

- Înlocuind:

$$f'_m = f_m \cos \alpha = L^2 / 8h$$

$$l = L / \cos \alpha$$

- obținem:

$$\Delta l = \frac{L^3 \cos \alpha}{24h^2} \quad \text{Eq. 20}$$

- și înlocuind:

$$L = l \cos \alpha \quad h = H/g \quad H = F \cos \alpha \quad h = F \cos \alpha / g$$

- obținem:

$$\Delta l = \frac{g^2 l^3 \cos^2 \alpha}{24F^2} = CF^{-2}$$

$$\frac{d\Delta l}{dF} = -2CF^{-3} = -\frac{g^2 l^3 \cos^2 \alpha}{12F^3}$$

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{Fl}{A \Delta l} = \frac{l}{A} \frac{dF}{d\Delta l}$$

Eq. 21

- Înlocuind pe dF/d cu Δl în ecuația precedentă obținem:

$$E_f = \frac{12lF^3}{Ag^2 l^3 \cos^2 \alpha} = \frac{12F^3}{Ag^2 L^2} \quad \text{Eq. 22}$$

- Înlocuind $g/A = \gamma$ obținem:

$$E_f = \frac{12F^3}{A^3 \gamma^2 L^2} = \frac{12\sigma^3}{(\gamma L)^2} \quad \text{Eq. 23}$$

- Astfel putem determina modulul ideal de elasticitate ca fiind:

$$E_i = \frac{E_e}{1 + [(\gamma L)^2 / 12 \sigma^3] E_e}$$

Eq. 24

Pentru determinarea nivelului de tensiune admisibil în cablul de oțel, se va lua în calcul și efectul relaxării.

Prevederile Euronormelor

Eurocodul SR EN 1993-1-1 prevede următoarele recomandări privind modulul de elasticitate al cablului:

Pentru elemente întinse din grupa A, modulul de elasticitate al elementelor întinse poate fi considerat ca fiind $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$; pentru sisteme realizate din oțeluri inoxidabile, a se vedea EN 1993-1-4.

Se recomandă ca modulul de elasticitate pentru elemente întinse din grupa B să fie determinat pe bază de încercări.

Modulul de elasticitate depinde de nivelul de efort și de faptul dacă în prealabil cablul a fost preîntins și încărcat și descărcat ciclic.

Rigiditatea la întindere a cablului pentru elemente întinse din grupele B și C poate fi determinată înmulțind modulul de elasticitate cu aria secțiunii transversale metalice A_m .

Se recomandă ca modulul secant să fie utilizat ca modul de elasticitate pentru analiza structurală pentru situații de proiectare permanente în timpul exploatării. Se recomandă ca valorile caracteristice să se obțină pentru fiecare tip de cablu și fiecare diametru și să fie determinate pe baza unui număr suficient de mare (de cel puțin 5) de cicluri de încărcare între F_{inf} și F_{sup} pentru a asigura obținerea unor valori stabile, unde F_{inf} și F_{sup} sunt respectiv forțele minimă și maximă în cablu produse sub acțiunea valorilor caracteristice ale încărcărilor permanente și variabile.

Pentru epruvete scurte (lungimea epruvetei $< 10 \times$ pasul spirei) valoarea obținută pentru fluaj este mai mică decât pentru cabluri lungi.

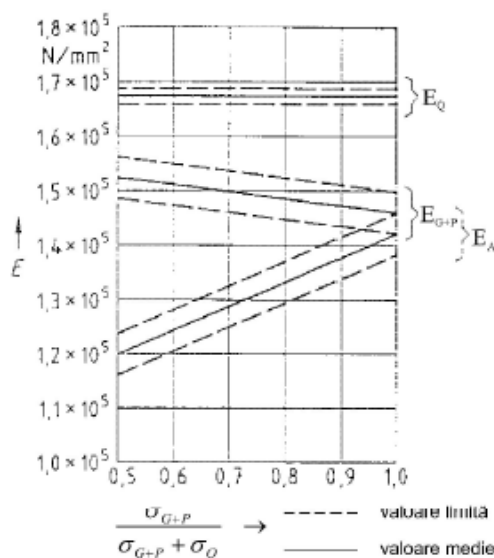
În absența unor valori exacte, se poate ține seama de acest efect la tăierea la lungime prin considerarea unei reduceri suplimentare de $0,15 \text{ mm/m}$.

Atunci când nu sunt disponibile rezultate experimentale, valorile nominale ale modulelor de elasticitate pentru a fi utilizate ca o primă estimare sunt indicate în tabelul 27. Pentru mai multe informații, a se vedea EN 10138.

| | Elemente întinse de înaltă rezistență | E_Q [kN/mm ²] | |
|---|---------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| | | sârme de oțel | sârme de oțel inoxidabil |
| 1 | Cabluri monoton | 150 ± 10 | 130 ± 10 |
| 2 | Cabluri închise | 160 ± 10 | – |
| 3 | Cabluri compuse cu inimă CWR | 100 ± 10 | 90 ± 10 |
| 4 | Cabluri compuse cu CF | 80 ± 10 | – |
| 5 | Fascicul de sârme paralele | 205 ± 5 | – |
| 6 | Fascicul de toroane paralele | 195 ± 5 | – |

Tabel 27 Modulul de elasticitate E_Q pentru încărcări variabile Q

Valorile nominale ale modulelor de elasticitate E pentru cabluri închise sunt indicate în tabelul 28. Aceste valori estimate sunt valabile pentru încărcări ciclice în domeniul situat între 30 % și 40 % din rezistența la rupere calculată $F_{u,k}$.



- σ_{G+P} tensiune sub acțiuni permanente caracteristice
- σ_Q tensiune maximă sub acțiuni variabile caracteristice
- E_Q modulul de elasticitate pentru situații de proiectare permanente, în timpul exploatării
- E_{G+P} modulul de elasticitate pentru o analiză corespunzătoare situațiilor de proiectare tranzitorii, în timpul execuției până la încărcările permanente $G+P$
- E_A modulul de elasticitate pentru tăierea la lungime
- σ_A tensiune pentru tăierea la lungime

Tabel 28 Valorile nominale ale E pentru cabluri închise

II.6 RELAXAREA ȘI REZISTENȚA LA OBOSEALĂ A CABLURILOR

Pentru determinarea nivelului de tensiune admisibil în cablul de oțel, se va lua în calcul și efectul relaxării. Relaxarea crește semnificativ când tensiunea rezultată din încărcări permanente are o valoare mai mare de 50% din rezistența la tracțiune a firelor, de aceea aceste tensiuni nu ar trebui să depășească $0,45f_{cb,u}$ dacă nu sunt utilizate oțeluri speciale cu rezistență la oboseală sporită. (Niels J. Gimsing, 2012)

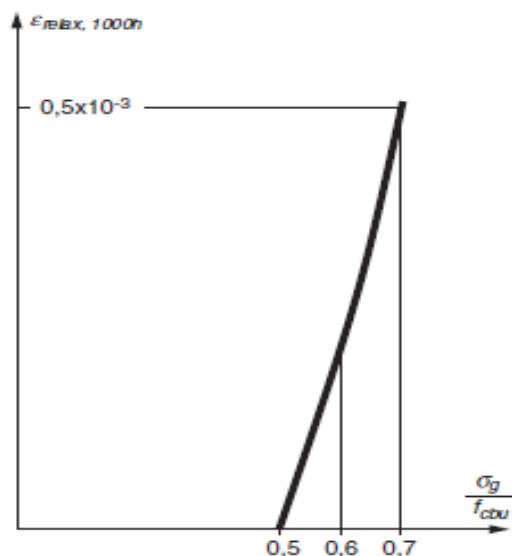


Fig. 108 Deformația remanentă datorată relaxării într-un cablu supus la un efort constant pentru 1000 ore

Pentru că rezistența oțelului la oboseală nu crește proporțional cu rezistența ultimă la tracțiune, este esențial să ținem cont de efectul oboseții la proiectarea cablurilor. Distribuția eficientă a eforturilor în tablier și în cabluri, precum și numărul mare al cablurilor reduc efectul oboseții asupra acestora. Tablierele având greutate proprie mai mare reduc efectul oboseții în cabluri în comparație cu tablierele ușoare, în cazul cărora încărcările variabile au o pondere crescută asupra oboseții cablurilor. În cazul podurilor de cale ferată, efectul oboseții va fi decisiv datorită raportului mare între încărcările din greutate proprie și încărcarea din trafic.

| Numărul de cicluri de încărcare | Variația efortului admisibil $\Delta\sigma$ [MPa] | |
|---------------------------------|--|--|
| | Cabluri cu sârme paralele | Cabluri cu toroane paralele |
| $N < 3 \times 10^6$ | $\log \Delta\sigma = -0.253 \log N + 3.815$ | $\log \Delta\sigma = -0.301 \log N + 4.01$ |
| $N > 3 \times 10^6$ | $\Delta\sigma = 150$ | $\Delta\sigma = 115$ |

Tabel 29 Domeniul de variație a efortului admisibil

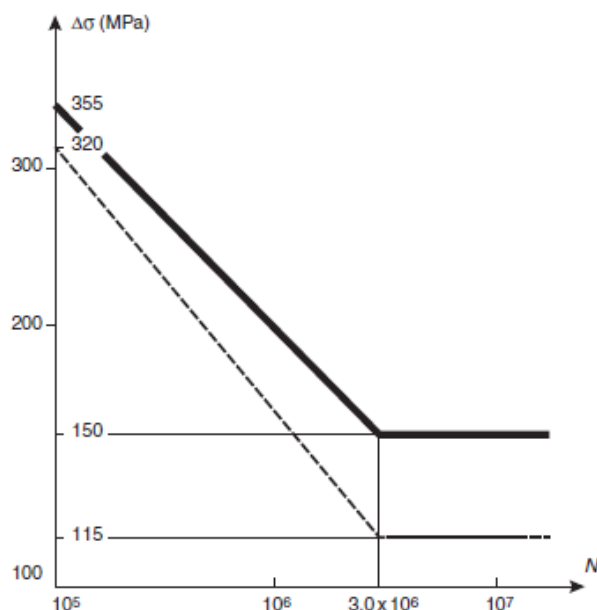


Fig. 109 Curbe Wohler pentru cabluri cu sârme paralele și cabluri cu toroane paralele

Pentru verificarea structurilor la oboseală, rezistențele admisibile regăsite în specificațiile producătorului de cabluri nu sunt atinse întrucât încărcările care să determine variații de tensiuni atât de mari se întâmplă foarte rar, sau chiar niciodată pe durata de exploatare a unui pod rutier. În majoritatea normelor privind convoaiele de verificare, încărcarea benzii cu trafic variază între 9 și 30 kN/m, dar pentru un autoturism încărcarea va depăși cu greu 2 kN/m, iar procentul vehiculelor mici în cele mai multe cazuri este între 70%-90% din traficul total.

Podurile care transportă trafic feroviar diferă de podurile rutiere prin variații mult mai mari ale încărcărilor utile în raport cu încărcările permanente, astfel, pentru un pod de cale ferată, sarcina distribuită de trafic va fi de 160 kN / m. De asemenea, la un pod de cale ferată, structura va fi supusă unei încărcări din trafic apropiată de rezistențele de proiectare de fiecare dată când este încărcată cu convoi. Astfel, oboseala joacă un rol mult mai dominant în proiectarea podurilor de cale ferată.

După determinarea spectrului de tensiuni, verificarea se bazează în general pe relația Palmgren-Miner:

$$\sum_{i=1}^n \frac{N_{p,i}}{N_i} \leq 1$$

Eq. 25

Unde $N_{p,i}$ este numărul repetărilor unei încărcări “i”, iar N_i este numărul repetărilor admisibile pentru variația de tensiune $\Delta\sigma_i$ produsă de încărcarea “i”.

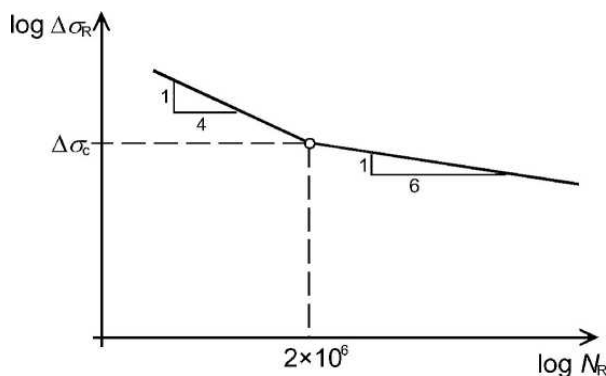
Deși formula Palmgren-Miner este utilizată la scară largă pentru verificarea oboselii, este de asemenea bine cunoscut faptul că problema oboselii este de o complexitate atât de mare încât este doar parțial descrisă prin această formulă simplă. Într-un caz real se recomandă să se efectueze o serie de teste de oboseală pe cabluri (sau modele de cablu idealizate). Trebuie subliniat faptul că intervalul de tensiuni calculat pentru verificarea oboselii trebuie să țină cont de toate tensiunile, atât primare cât și secundare. (Niels J. Gimsing, 2012)

Referitor la oboseală SR EN 1993-1-11 recomandă următoarele:

Se recomandă ca rezistența la oboseală a elementelor întinse din clasele de expunere 3, 4 sau 5 din tabelul 30 să fie determinată utilizând acțiunile la oboseală din EN 1991 și categoria adecvată de detalii structurale.

Cedarea la oboseală a sistemelor de cabluri apare în general la ancoraje, șei sau coliere. Se recomandă ca determinarea categoriei efective de detaliu pentru aceste poziții să se facă în mod preferabil pe bază de încercări experimentale care să reprezinte configurația reală utilizată și care să reproducă orice efect de încovoiere sau de eforturi transversale posibil să apară în practică.

În absența unor încercări, curbele de rezistență la oboseală și categoriile de detalii pot fi obținute din tabelul 30.



| Grupa | Elemente întinse | Categoria de detaliu $\Delta\sigma_c$ [N/mm ²] |
|-------|--|--|
| A | 1 Elemente de pretensionare | 105 |
| B | 2 Cabluri închise cu manșonare cu metal sau cu rășină | 150 |
| | 3 Cabluri elicoidale cu manșonare cu metal sau cu rășină | 150 |
| C | 4 Cabluri cu sârme paralele cu manșonare cu rășină | 160 |
| | 5 Fascicul de toroane paralele | 160 |
| | 6 Fascicul de sârme paralele | 160 |

NOTĂ - Categoriile de detaliu din tabelul 9.1 se referă la clasele de expunere 3 și 4 din tabelul 2.1. Pentru solicitări la oboseală axiale și laterale (clasa de expunere 5 din tabelul 2.1) sunt necesare măsurile de protecție suplimentare pentru a reduce eforturile unitare din încovoiere.

Tabel 30 Rezistența la oboseală pentru elemente întinse

II.7 ANALIZA STRUCTURALĂ A CABLULUI

II.7.1 Aspecte generale

Pentru a înțelege comportarea structurilor susținute de cabluri este esențial să cunoaștem comportarea cablului sub acțiunea diferitelor încărcări. La structurile portante pe cabluri, cablul preia încărcări axiale sau încărcări transversale. Exemplul tipic de cablu încărcat cu forță axială este cablul hobanat. În acest caz transferul încărcării este similar cu diagonalăa unei grinzi cu zabrele. (Figura 110)



Fig. 110 Sistem cu elemente încărcate axial

Exemplul tipic de cablu care este supus la încărcări transversale este cablul principal utilizat la podurile suspendate ca și. În acest caz cablul este încărcat asemenea unei grinzi. (Figura 111) (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 111 Sistem cu elemente încărcate transversal

II.7.2 Cablul încărcat transversal

Atunci când comparăm o grindă cu un cablu sub o încărcare transversală, diferența apare la condițiile de rezemare. O grindă orizontală sub încărcare verticală necesită doar o rezemare verticală la capete, în timp ce cablul (cu cele două suporturi de capăt la același nivel) trebuie să fie susținut atât vertical cât și orizontal la capete (Figura 112), iar reacțiunile orizontale vor fi semnificativ mai mari decât reacțiunile verticale. (Niels J. Gimsing, 2012)

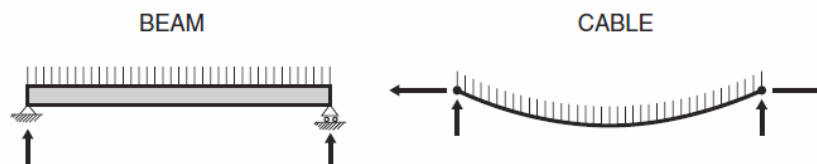


Fig. 112 Reacțiuni la cablul încărcat transversal

Pentru un cablu încărcat transversal, configurația geometrică este decisivă datorită faptului că forța axială din mijlocul deschiderii este invers proporțională cu înclinarea

cablului (figura 113). Din această condiție rezultă că pentru ca un cablu să fie perfect orizontal, forța H tinde spre infinit.

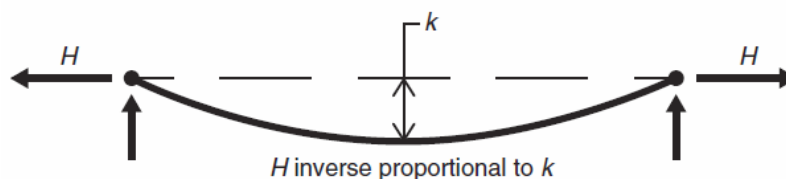


Fig. 113 Influența sagetii la cablul încărcat transversal

Principalul avantaj al utilizării unui cablu ca element portant constă în faptul că îndeplinește cel mai eficient transfer de sarcină, prin întindere.

II.7.3 Cablul încărcat axial

În subcapitolul precedent se prezintă cum pentru cazul cablului încărcat transversal, performanța structurală a sistemului este direct proporțională cu săgeata cablului, iar săgețile mici implică consumuri de materiale mai mari, respectiv secțiuni ale cablurilor neeconomice. În cazul cablului încărcat axial, denumit și hobană, performanța este invers proporțională cu săgeata cablului. Singurul caz în care un cablu încărcat axial va fi fără săgeată, este când cablul este vertical. Îndată ce cablul se înclină, greutatea proprie va crea o săgeata (figura 114).



Fig. 114 Cablul orizontal și cablul vertical supus la încărcări axiale

Din cauza greutății proprii mici a cablului în raport cu încărcarea axială, săgeata va fi dificil de observat când cablul este văzut în elevație de la distanță. Prin urmare, cablurile podurilor hobanate par a fi drepte din aproape orice poziție.

Săgeata cablului încărcat axial este dată de greutatea proprie a cablului și este proporțională cu densitatea materialului cablului și invers proporțională cu rezistența lui.

Pentru a reduce săgețile, este important să se folosească materiale cu raportul dintre rezistență și densitate mare.

Pentru hobane având cunoscute ariile secțiunilor și o forță axială dată, săgeata va fi proporțională cu pătratul lungimii. Raportul săgeții k/l va fi proporțional cu lungimea hobanei. (Figura 115) (Niels J. Gimsing, 2012)

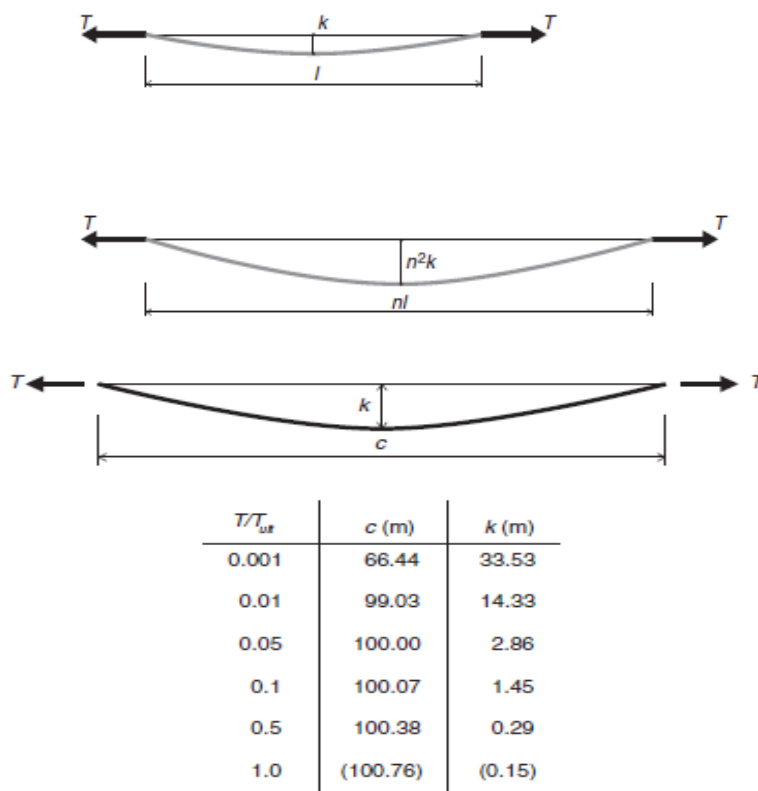


Fig. 115 Săgeata și lungimea corzii unui cablu orizontal cu o lungime de 100 m

În elementele drepte supuse la efort axial, alungirea este calculată cu relația :

$$P = EA(\Delta l/l) \quad \text{Eq. 26}$$

Sau dacă tensiunea $\sigma = P/A$ și deformația $\epsilon = \Delta l/l$, rezultă legea lui Hooke unde $\sigma = E \epsilon$.

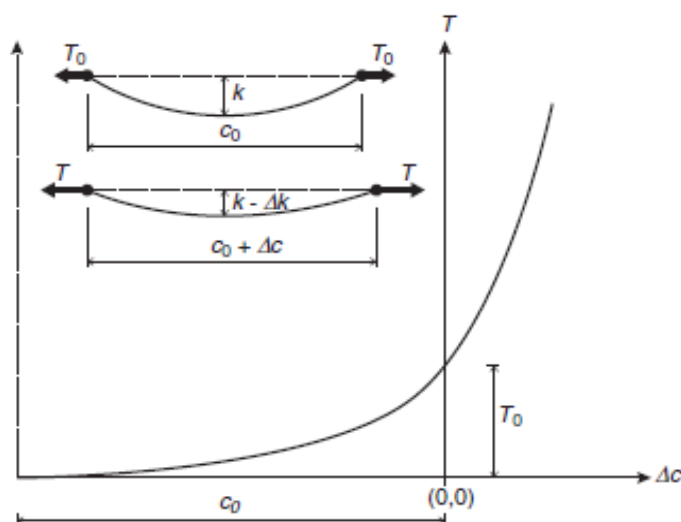


Fig. 116 Variația lungimii cablului în raport cu forța de tragere

Comportarea nelineară a cablului complică calculele. În acest caz este necesar și avantajos să se linearizeze relația dintre tensiune și alungire a cablului. O simplificare poate fi făcută înlocuind curba cu tangenta într-un punct corespunzător stării inițiale de

efort din greutate proprie. Cu această linealizare putem înlocui cablul cu o bară dreaptă schimbând doar modulul de elasticitate cu modulul tangent, corespunzător, sau secant, după caz. (Niels J. Gimsing, 2012)

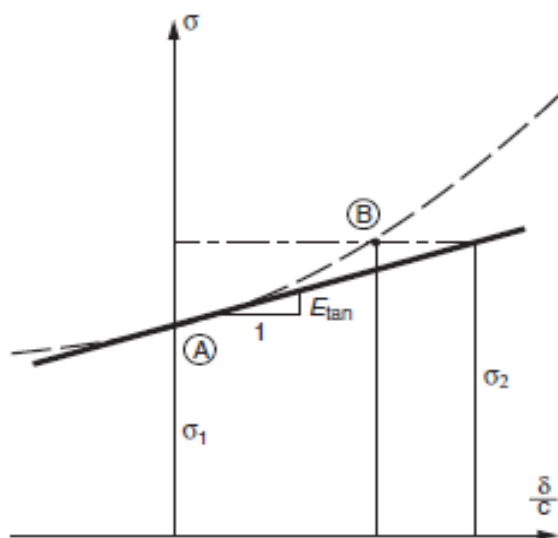


Fig. 117 Definiția modulului de elasticitate tangent

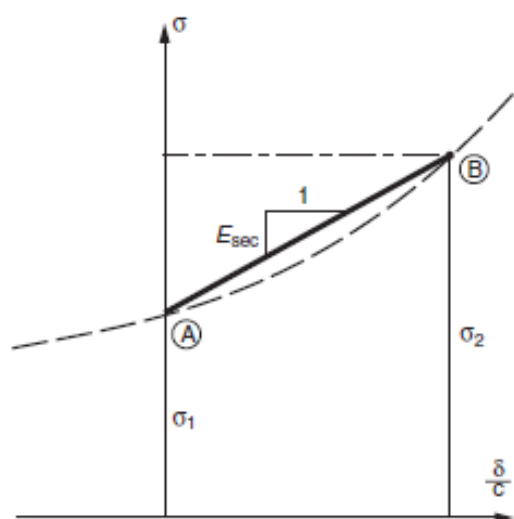


Fig. 118 Definiția modulului de elasticitate secant

II.7.4 Condiția de echilibru

Când analizăm sistemul structural principal este suficient să presupunem că aceste cabluri se comportă ca și niște elemente complet flexibile, capabile să reziste la eforturi axiale. Se presupune că această curbura a cablului va coincide cu curbura încărcării aplicate.

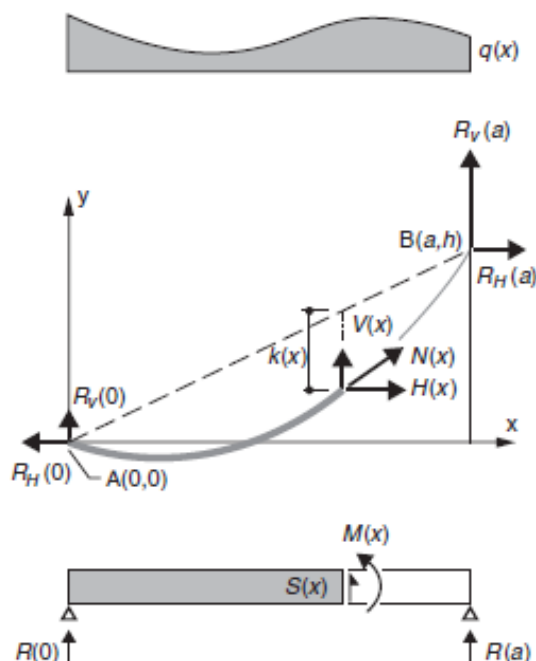


Fig. 119 Comparatie de forte si reactiuni acționând asupra cablului si o grinda simplu rezemata

- aplicând condiția de echilibru se poate scrie relația:

$$N(x) = \sqrt{H(x)^2 + V(x)^2} = H \sqrt{\left(\frac{S(x)}{H} + \frac{h}{a}\right)^2 + 1} \quad \text{Eq. 27}$$

- curbura cablului A-B se determină din ecuația

$$y = -M(x)/h + h/a \quad \text{Eq. 28}$$

- iar săgeata cablului va fi:

$$k(x) = M(x)/H \quad \text{Eq. 29}$$

Se observă că săgeata $k(x)$ este invers proporțională cu forța orizontală H și cu momentul $M(x)$ care e proporțional cu intensitatea încărcării.

- deformația elastică $\varepsilon(x)$ într-un punct (x,y) este dată de relația:

$$\varepsilon(x) = \frac{N(x)}{EA} = \frac{H}{EA} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \quad \text{Eq. 30}$$

II.7.5 Cablul înclinat sub greutate proprie

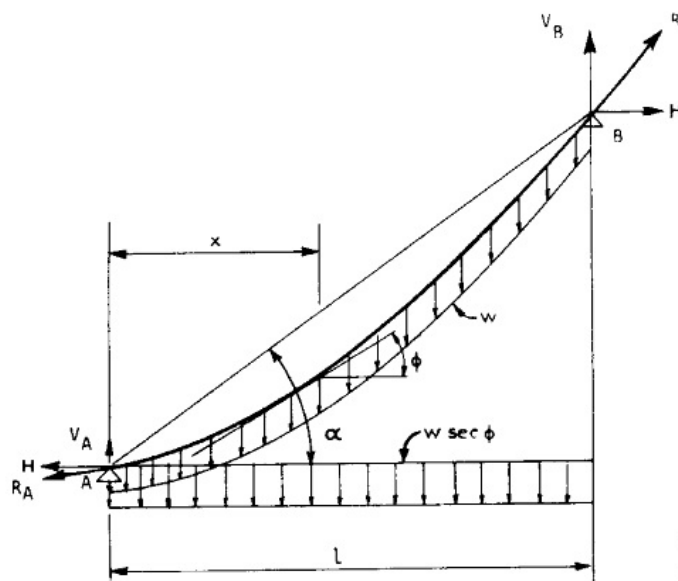


Fig. 120 Cablul înclinat sub greutate proprie

- Ecuația diferențială de echilibru este:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{w \sec \phi}{H}$$

Eq. 31

- Unde ϕ este înclinarea cablului
- Dar $\tan \phi = dy/dx$, atunci putem scrie:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{w}{H} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{1/2}$$

Eq. 32

- Și integrând această ecuație obținem ecuația unei catenare:

$$y = \frac{1}{2C} (e^{Cx} + e^{-Cx} - 2)$$

Eq. 33

- Unde $C = w/H$

Considerăm cablul înclinat AB de deschidere L , supus la acțiunea efortului inițial N_0 și a greutății sale proprii. Presupunând că după deformație cablul se alungește după direcția lui inițială, lungimea cablului la încărcarea inițială este:

$$L_0 = \frac{l}{\cos \alpha} + \frac{w^2 l^3 \cos^3 \alpha}{24 F_0^2}$$

Eq. 34

- La schimbarea încărcării, componenta orizontală a forței cablului devine F_1 , iar deschiderea crește cu cantitatea Δ .

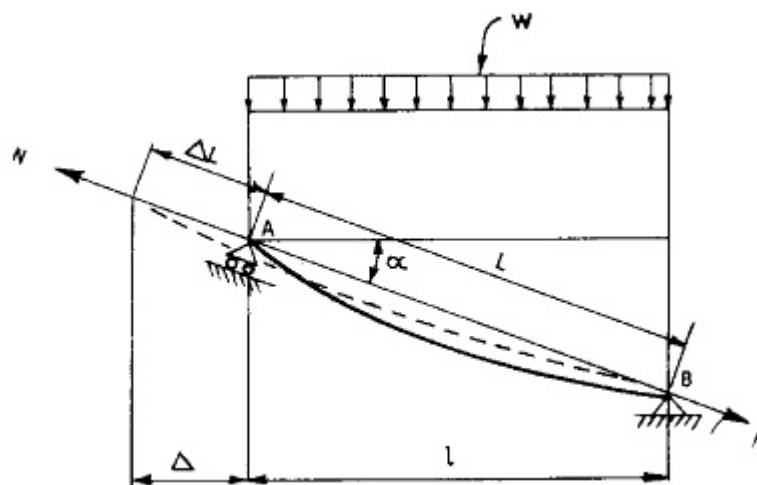


Fig. 121 Cablul inclinat supus la încărcări verticale

- Astfel noua lungime a cablului devine:

$$L_1 = \frac{l + \Delta}{\cos \alpha} + \frac{w^2 l^3 \cos^3 \alpha}{24 F_1^2} \quad \text{Eq. 35}$$

- Prin urmare, alungirea cablului este:

$$\begin{aligned} \Delta L = L_1 - L_0 &= \frac{\Delta}{\cos \alpha} + \frac{w^2 l^3 \cos^3 \alpha}{24} \left(\frac{1}{F_1^2} - \frac{1}{F_0^2} \right) \\ &= \frac{\Delta}{\cos \alpha} + \frac{w^2 l^3 \cos^3 \alpha}{24} \frac{F_0^2 - F_1^2}{F_0^2 F_1^2} \end{aligned} \quad \text{Eq. 36}$$

- Expresia alungirii elastice a unui cablu având aria secțiunii A și modulul de elasticitate E este:

$$\Delta L \approx \left(\frac{F_1 - F_0}{\cos \alpha} \frac{l}{\cos \alpha} \right) \frac{1}{EA} \quad \text{Eq. 37}$$

- Egalând cele două ecuații rezultă:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta}{\cos \alpha} + \frac{w^2 l^3 \cos^3 \alpha}{24} \frac{(F_0 + F_1)(F_0 - F_1)}{F_0^2 F_1^2} &= \frac{(F_1 - F_0)l}{EA \cos^2 \alpha} \\ \Delta = (F_1 - F_0) &\left[\frac{l}{EA \cos \alpha} + \frac{(F_1 + F_0)w^2 l^3 \cos^4 \alpha}{24 F_1^2 F_0^2} \right] \end{aligned} \quad \text{Eq. 38}$$

II.7.6 Prevederi în Euronorme

Structurile cu elemente supuse la întindere trebuie să fie proiectate conform regulilor generale indicate în EN 1990. De asemenea se aplică prevederi suplimentare.

Pentru o durabilitate mai bună, se pot utiliza clasele de expunere următoare:

| Solicitare la oboseală | Acțiunea coroziunii | |
|--|----------------------|--------------------|
| | neexpose la exterior | expose la exterior |
| fără solicitare semnificativă la oboseală | clasa 1 | clasa 2 |
| solicitare la oboseală în principal axială | clasa 3 | clasa 4 |
| solicitări la oboseală axială și laterală (vânt și ploaie) | – | clasa 5 |

Tabel 31 Clase de expunere la acțiunea coroziunii a cablurilor

Se recomandă ca prinderile de structură ale elementelor supuse la întindere să fie ușor de înlocuit și ajustabile.

La proiectarea elementelor supuse la întindere trebuie luate în considerare stările limită următoare:

1. SLU: Forțele axiale aplicate nu trebuie să depășească rezistența de calcul la întindere.
2. SLS: Nivelurile de tensiune și de deformație din element nu trebuie să depășească valorile limită.
3. Oboseală: Nivelurile de tensiune produse de variațiile forței axiale și de oscilațiile Induse de vânt și de ploaie nu trebuie să depășească valorile limită.

Date fiind dificultățile de modelare a caracteristicilor dinamice ale elementelor întinse, se recomandă ca verificările SLS să se efectueze în completare la verificările la oboseală.

Din motive de durabilitate, verificările la stări limită de serviciu, SLS, pot fi mai severe decât verificările la stări limită ultime SLU.

Pentru a preveni posibila detensionare a unui element întins (altfel spus, tensiunile ajung la valori negative și pot genera instabilitate sau oboseală necontrolate sau avarii ale elementelor structurale sau nestructurale) și pentru anumite tipuri de structuri, elementele supuse la întindere sunt preîncărcate prin deformații impuse structurii (pretensionare).

Se recomandă ca încărcările permanente, care ar fi constituite din încărcări gravitaționale “G” și de pretensionare “P” să fie considerate ca o singură încărcare permanentă “G+P”, căreia să i se aplice coeficienții parțiali de siguranță corespunzători γ_{Gi} .

II.7.6.1 Acțiuni asupra cablurilor

A. Greutatea proprie a elementelor supuse la întindere

Se recomandă ca valoarea caracteristică a greutateii proprii a elementelor supuse la întindere și a legăturilor acestora să fie determinată pe baza ariei secțiunii transversale și a densității numai în situația în care informațiile nu sunt precizate în părțile corespunzătoare ale standardului european EN 12385.

Pentru toroane elicoidale, cabluri închise sau cabluri structurale, greutatea specifică nominală g_k poate fi calculată după cum urmează:

$$g_k = w A_m$$

Eq. 39

în care A_m este aria secțiunii transversale a componentelor metalice, în mm^2

w [$\text{N}/(\text{mm}^3)$] este greutatea specifică luându-se în calcul densitatea oțelului

$$A_m = \frac{\pi d^2}{4} f$$

Eq. 40

în care d este diametrul exterior al cablului sau al toronului în mm, incluzând orice îmbrăcămintă pentru protecție împotriva coroziunii

f este gradul de umplere,

Tabelul 2.2 - Greutatea specifică w și grade de umplere f

| | | Grad de umplere f | | | | | | Greutate specifică $w \times 10^{-7}$ $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \right]$ | |
|---|--|----------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|---|------|------|---|-----|
| | | Inimă + 1 strat de sârme z | Inimă + 2 straturi de sârme z | Inimă + >2 straturi de sârme z | Număr de straturi de sârme în jurul inimii | | | | |
| | | | | | 1 | 2 | 3-6 | | >6 |
| 1 | Cabluri monoton | | | | 0,77 | 0,76 | 0,75 | 0,73 | 830 |
| 2 | Cabluri închise | 0,81 | 0,84 | 0,88 | | | | | 830 |
| 3 | Cabluri compuse din sârme circulare | | | | 0,56 | | | | 930 |

Pentru cablurile din sârme paralele sau pentru cablurile din toroane paralele, aria secțiunii transversale metalice poate fi determinată din relația:

$$A_m = n a_m$$

Eq. 41

în care n este numărul de sârme identice sau de toroane identice din care este făcut fiecare cablu

a_m este aria secțiunii transversale a unei sârme (calculată pe baza diametrului) sau a unui toron (de pretensionare) (obținută din standardul corespunzător)

B. Acțiunile vântului

Se recomandă ca efectele vântului luate în considerare să includă:

- efectul static al antrenării vântului pe cabluri, a se vedea EN 1991-1-4,

incluzând deformațiile și efectele de încovoiere în vecinătatea capetelor cablului,

- excitația aerodinamică și alte excitații care pot genera oscilații ale cablurilor.

C. Încărcarea cu gheață

Pentru încărcarea cu gheață, a se vedea anexa B din EN 1993-3-1.

D. Acțiuni termice

Se recomandă ca acțiunile termice care se iau în considerare să includă efectele diferențelor de temperatură dintre cabluri și structură.

Pentru cabluri expuse la exterior, se recomandă să fie luată în considerare acțiunea produsă de variația temperaturii, a se vedea EN 1991-1-5.

E. Pretensionare

Se recomandă ca preîncărcările în cabluri să fie determinate astfel încât, atunci când sunt aplicate toate încărcările permanente, structura să adopte profilul geometric și distribuția de tensiuni cerute.

Se recomandă să se prevadă mijloace pentru pretensionarea și reglarea cablurilor iar valoarea caracteristică a pretensionării să fie cea solicitată de obținerea profilului cerut la starea limită considerată.

Dacă nu se intenționează realizarea reglajului cablului, efectele variației pretensionării se recomandă să fie considerate la proiectarea structurii.

F. Înlocuirea și ieșirea din lucru a elementelor supuse la întindere

Se recomandă luarea în considerare la proiectare a înlocuirii cel puțin a unui element întins, ca situație de proiectare tranzitorie.

Se recomandă ca, atunci când este necesar, să se ia în considerare la proiectare o cedare bruscă a oricăruia dintre elementele supuse la întindere, considerată ca o situație de proiectare accidentală.

În absența unei analize riguroase, efectul dinamic al unei ieșiri bruște din lucru poate fi considerat în mod acoperitor utilizându-se efectul unei acțiuni suplimentare:

$$E_d = k E_{d2} - E_{d1}$$

în care $k = 1,5$

E_{d1} reprezintă solicitările de calcul cu toate cablurile în lucru (intacte);

E_{d2} reprezintă solicitările de calcul cu respectivul cablu înlăturat.

Eq. 42

G. Solicitări la oboseală

Solicitățile la oboseală sunt definite conform EN 1991.

II.7.6.2 Situații de proiectare și coeficienți parțiali

A. Situații de proiectare tranzitorii în timpul execuției

Pentru faza de execuție, coeficientul parțial pentru încărcări permanente poate fi adaptat pentru a corespunde situației de proiectare și modelului de stare limită particulare utilizate.

Coeficientul parțial γ_{Gi} pentru faza de execuție are valorile recomandate:

- $\gamma_G = 1,10$ pentru o durată scurtă (numai câteva ore) pentru instalarea primului toron în cazul montării bucată cu bucată a toronului
- $\gamma_G = 1,20$ pentru instalarea celorlalte toroane
- $\gamma_G = 1,00$ pentru efecte favorabile.

B. Situații permanente în timpul exploatarei

Pentru verificări la stări limită ultime, SLU, la stări limită de serviciu, SLS și oboseală, coeficienții parțiali γ_M pot depinde de severitatea condițiilor pentru încercări de conformitate măsurile luate pentru înlăturarea efectelor de încovoiere.

II.7.6.3 Analiză structurală

A. Generalități

Analiza trebuie efectuată pentru stările limită considerate pentru situațiile de proiectare următoare:

- faza de construcție tranzitorie
- condițiile de exploatare după terminarea execuției.

B. Faza de construcție tranzitorie

Se recomandă planificarea procesului de construcție, incluzând execuția cablurilor, pretensionarea și geometria structurii, astfel încât să fie satisfăcute condițiile următoare:

- forma geometrică solicitată.

- distribuție a eforturilor permanente care să satisfacă condițiile stărilor limită de serviciu și ultime pentru toate situațiile de proiectare.

Pentru conformitatea cu măsurile de control pe toată durata procesului de construcție (de exemplu măsurări ale formei, ale unghiurilor, ale deformațiilor, ale frecvențelor sau ale forțelor), toate calculele se efectuează folosind valori caracteristice ale încărcărilor permanente, ale deformațiilor impuse și ale oricăror altor acțiuni.

Atunci când stările limită ultime în timpul pretensionării sunt controlate prin efectele diferențiate ale încărcărilor gravitaționale “G” și ale pretensionării “F”, coeficientul parțial $\gamma_p=1$, care trebuie aplicat forțelor “F” se recomandă să fie definit pentru această situație.

C. Situații de proiectare persistente în timpul exploatării

Se recomandă ca pentru orice situație de proiectare persistentă în timpul exploatării acțiunile permanente “G” produse de greutate și preîncărcările sau pretensionările “F” să fie combinate într-o singură acțiune permanentă “G + F” corespunzătoare formei permanente a structurii.

Se recomandă ca pentru verificarea stărilor limită de serviciu acțiunile “G + F” să fie incluse în combinațiile de încărcări adecvate. Se recomandă ca pentru verificarea stării limită EQU sau STR (a se vedea EN 1990) încărcările permanente “G + F” să fie multiplicare cu coeficientul parțial γ_{Gsup} , atunci când efectele acțiunilor permanente și ale acțiunilor variabile sunt opuse. Se recomandă ca în situația în care acțiunile permanente “G + F” au efect favorabil, acestea să fie multiplicare cu coeficientul parțial γ_{Ginf} .

II.7.6.4 Efecte neliniare ale deformațiilor

A. Generalități

Se recomandă luarea în considerare a deformațiilor datorate efectelor de lăntșor, precum și scurtarea și alungirea elementelor, inclusiv efectele datorate fluajului.

B. Efecte de lăntșor

Efectele de lăntșor pot fi luate în considerare folosind modulul de elasticitate efectiv E_t pentru fiecare cablu sau segment al său:

$$E_t = \frac{E}{1 + \frac{w^2 \ell^2 E}{12 \sigma^3}}$$

E este modulul de elasticitate al cablului în N/mm^2

w este greutatea specifică, în conformitate cu tabelul 2.1, în N/mm^3

ℓ este deschiderea orizontală a cablului în mm

σ este efortul unitar din N/mm^2 . Pentru situații conform 5.3 acesta este σ_{G+P} . Eq. 43

C. Efectele deformațiilor asupra structurii

Pentru analiza de ordinul 2, se recomandă ca efectele acțiunilor datorate încărcărilor variabile să ia în considerare forma geometrică inițială a structurii generată de încărcarea permanentă “ $G + F$ ” pentru o temperatură indicată T_0 .

Se recomandă ca pentru analiza de ordinul 2 la starea limită de serviciu efectele acțiunilor să fie determinate folosind combinațiile de încărcări caracteristice. Aceste efecte ale acțiunilor pot fi utilizate de asemenea pentru verificări ale stărilor limită ultime.

Se recomandă ca pentru analiza de ordinul 2 pentru comportarea neliniară a structurilor (răspuns structural neliniar) la starea limită ultimă, forma geometrică permanentă necesară la temperatura de referință T_0 să fie combinată cu tensiunile generate de “ $y_G (G + P)$ ”. Valorile de calcul ale acțiunilor variabile $\gamma_Q Q_{k1} + \gamma_Q \psi_2 Q_{k2}$ pot fi utilizate împreună cu ipotezele corespunzătoare pentru imperfecțiunile structurii.

II.7.6.5 Stări limită ultime

A. Bare tensionate

Se recomandă ca barele tensionate să fie proiectate la starea limită ultimă în conformitate cu EN 1993-1-1 sau EN 1993-1-4, depinzând de tipul de oțel utilizat.

B. Pretensionarea barelor și a elementelor din grupele B și C

Pentru stări limită ultime, trebuie să se verifice dacă:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1$$

în care F_{Ed} este valoarea de calcul a forței axiale în cablu
 F_{Rd} este valoarea de calcul a rezistenței la întindere. Eq. 44

Se recomandă ca valoarea de calcul a rezistenței la întindere F_{Rd} să fie considerată după cum urmează:

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1,5 \gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R} \right\}$$

în care F_{uk} este valoarea caracteristică a rezistenței la rupere,
 F_k este valoarea caracteristică a rezistenței nominale a elementului întins,

Eq. 45

γ_R este coeficientul parțial.

NOTA 1 - F_{uk} corespunde valorii caracteristice a rezistenței ultime la întindere.

| Grupa | Standardul corespunzător | Rezistența nominală F_k |
|---|--------------------------|---------------------------|
| A | EN 10138-1 | $F_{0,1k}$ *) |
| B | EN 10264 | $F_{0,2k}$ |
| C | EN 10138-1 | $F_{0,1k}$ |
| *) Pentru elemente de pretensionare a se vedea EN 1993-1-1 și EN 1993-1-4 | | |

Tabel 32 Rezistența nominală a elementelor întinse

| Măsuri pentru reducerea eforturilor unitare din încovoiere la ancoraje | γ_R |
|--|------------|
| Da | 0,90 |
| Nu | 1,00 |

Tabel 33 Valori recomandate pentru coeficient

Se recomandă ca pentru elemente de pretensionare și pentru elemente întinse din grupa C, valoarea caracteristică a rezistenței la rupere să fie determinată cu relația:

Eq. 46

$$F_{uk} = A_m f_{uk}$$

în care A_m este secțiunea transversală metalică

f_{uk} este valoarea caracteristică a rezistenței la întindere a barelor, sârmelor sau a toroanelor (de pretensionare) în conformitate cu standardele corespunzătoare.

Se recomandă ca pentru elemente întinse din grupa B, F_{uk} să se calculeze ca

$$F_{uk} = F_{min} k_e$$

în care F_{min} este determinat conform EN 12385-2 ca:

$$F_{min} = \frac{K d^2 R_r}{1000} [kN]$$

Eq. 47

în care K este coeficientul forței minime de rupere, luând în considerare reducerea din înfășurare;

d este diametrul nominal al cablului în mm;

R_r este clasa de rezistență a cablului în N/mm²;

k_e este coeficientul de pierdere

| Tip de detaliu de capăt | Coeficient de pierdere k_e |
|--------------------------------------|------------------------------|
| Manșon umplut cu metal | 1,0 |
| Manșon umplut cu rășină | 1,0 |
| Bucă manșonată cu protecție metalică | 0,9 |
| Manșon strâns mecanic | 0,9 |
| Șurub în U | 0,8 *) |

*) Pentru șurub în U este posibilă o reducere a pretensionării.

Tabel 34 Coeficienti de pierdere

II.7.6.6 Stări limită de serviciu (exploatare)

A. Criterii de serviciu

Se recomandă luarea în considerare a criteriilor de serviciu următoare:

- Deformații sau vibrații;
- Comportarea în domeniul elastic în condiții de exploatare.

Limitările pentru deformații sau vibrații se pot materializa într-o cerință de rigiditate influențată de sistemul structural, de dimensiunile și de pretensionarea elementelor întinse de înaltă rezistență și de rezistența la lunecare a elementelor atașate.

Limitările pentru păstrarea comportării elastice și pentru durabilitate sunt legate de valorile maxime și minime ale eforturilor unitare pentru combinații de încărcări la stări

limită de serviciu.

Eforturile unitare din încovoiere din zona ancorajelor pot fi reduse prin măsuri corespunzătoare (de exemplu pernă de neopren pentru încărcarea transversală).

B. Limitare eforturi unitare

Limitări ale eforturilor unitare pot fi specificate pentru combinația caracteristică de încărcări pentru obiectivele următoare:

- menținere a eforturilor în domeniul elastic pentru situațiile de proiectare semnificative în timpul execuției și în faza de exploatare;
- limitare a deformațiilor astfel încât sistemul de protecție anticorozivă să nu fie afectat, de exemplu fisurarea tecilor, a umpluturilor rigide, deschiderea nodurilor etc. și, de asemenea, pentru a acoperi incertitudinile legate de calculul la oboseală;

Se recomandă ca limitările eforturilor să se raporteze la rezistența la rupere după cum urmează:

$$\sigma_{uk} = \frac{F_{uk}}{A_m} \quad \text{Eq. 48}$$

| Faza de montaj | $f_{const.}$ |
|--|--------------------|
| Primul element tensionat, pentru doar câteva ore | $0,60 \sigma_{uk}$ |
| După instalarea altor elemente tensionate | $0,55 \sigma_{uk}$ |

Tabel 35 NOTA 1 – Eforturi unitare limita pentru faza de constructie

NOTA 2 – Eforturi unitare limită sunt obținute din

$$f_{const} = \frac{\sigma_{uk}}{1,50 \gamma_R \gamma_F} = \frac{0,66 \sigma_{uk}}{\gamma_R \gamma_F}$$

cu $\gamma_R \times \gamma_F = 1,0 \times 1,10 = 1,10$ pentru situații de scurtă durată

$\gamma_R \times \gamma_F = 1,0 \times 1,20 = 1,20$ pentru situații de lungă durată

Eq. 49

| Situații de încărcare | f_{SLS} |
|---|--------------------|
| Calcul la oboseală incluzând eforturi din încovoiere *) | $0,50 \sigma_{uk}$ |
| Calcul la oboseală fără eforturi din încovoiere | $0,45 \sigma_{uk}$ |
| *) Eforturile din încovoiere pot fi reduse prin măsuri constructive, a se vedea 7.1(4). | |

Tabel 36 Eforturi unitare limita pentru faza de exploatare

NOTA 3 – Efortul unitar limită sunt obținute din

$$f_{SLS} = \frac{\sigma_{uk}}{1,50 \gamma_R \gamma_F} = \frac{0,66 \sigma_{uk}}{\gamma_R \gamma_F}$$

cu $\gamma_R \times \gamma_F = 0,9 \times 1,48 = 1,33$ cu eforturi din încovoiere

$\gamma_R \times \gamma_F = 1,0 \times 1,48 = 1,48$ fără eforturi din încovoiere

în care $\gamma_F \approx \gamma_Q = 1,50 \approx 1,48$

NOTA 4 – Efortul unitar limită $f_{SLS} = 0,45 \sigma_{uk}$ este utilizat pentru încercări experimentale,

Eq. 50

III SISTEME STRUCTURALE PE CABLURI UTILIZATE ÎN CONSTRUCȚIA PODURILOR

III.1 SISTEMUL HOBANAT

III.1.1 Clasificarea sistemelor hobanate

Sistemul structural bi-dimensional

Pentru acest sistem se consideră două cazuri:

1. Când secțiunea transversală a tablierului este alcătuită dintr-o singură grindă, casetată, denumită în continuare grindă de rigidizare, iar nodurile dintre cabluri și tablier sunt localizate în axul central al podului. În acest caz, sistemul trebuie dimensionat să preia toate încărcările permanente și variabile, iar tablierul trebuie să aibă o rigiditate la torsiune sporită.
2. Când tablierul este alcătuit din două grinzi principale, legate prin antretoaze, iar în analiză se consideră doar un singur plan determinat de grindă, cabluri și pilon.

Sistemul structural tridimensional (spatial)

Spre deosebire de sistemul bi-dimensional, cazul cu două grinzi legate prin antretoaze, unde cele două plane formate de grinzi, cabluri și piloni sunt analizate separat, în sistemul spațial de calcul se ține cont și de deplasările inegale a celor două sisteme și de efectul antretoazelor care le leagă.

III.1.2 Gradul de nedeterminare statică:

Gradul de nedeterminare statică a sistemului hobanat cu cabluri dispuse radial sau paralel, se determină cu formula:

$$I = C + 2S - H - 3 \quad \text{Eq. 51}$$

C= numărul cablurilor

S= numărul suporturilor tablierului

III.1.3 Performanța sistemului hobanat.

Analiza structurală a sistemelor hobanate se bazează pe presupunerea că cablurile au o rezervă de rezistență considerabilă, care trebuie să fie mai mare decât maximumul forțelor de compresiune ce pot rezulta în cazul încărcării într-o oarecare poziție. Această presupunere ne permite să considerăm cablurile ca bare rigide care conferă sistemului stabilitate geometrică sub efectul încărcărilor.

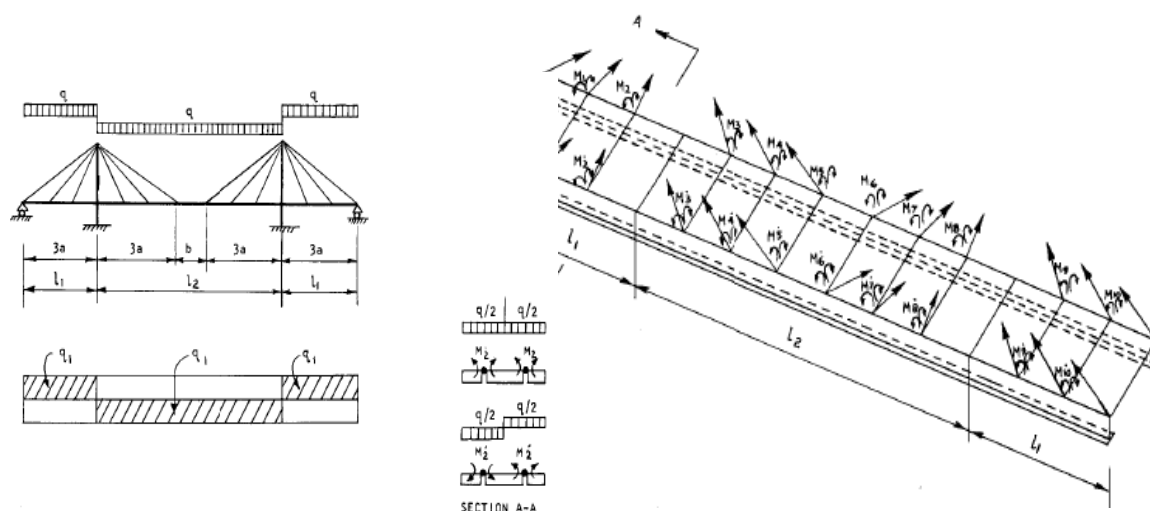


Fig. 122 Schema de calcul a sistemului hobanat

Complexitatea analizei grinzii de rigidizare este dată de neuniformitatea deformațiilor acesteia în nodurile cablurilor ce se datorează alungirii cablurilor și a dependenței acestora de unghiul de înclinare față de tablier (figura 122).

Distribuția tensiunilor în cabluri și a momentelor încovoietoare în tablier, depind și de modul în care sunt realizate legăturile între cabluri și piloni. În cazul conexiunilor fixe, forțele concentrate aplicate arbitrar în lungul tablierului sunt întotdeauna transmise de cablurile superioare spre zona tablierului din dreptul pilonilor, iar restul cablurilor legate de tablier sunt mult mai flexibile. Astfel nu se realizează un transfer eficient al forțelor spre vârful pilonului. Sub acțiunea forțelor concentrate pe deschiderea principală, tensiunea din cablul încărcat acționează asupra pilonului prin transferul efortului la ancorajele superioare. Încărcând deschiderile marginale se reduce tensiunea inițială din cablurile superioare.

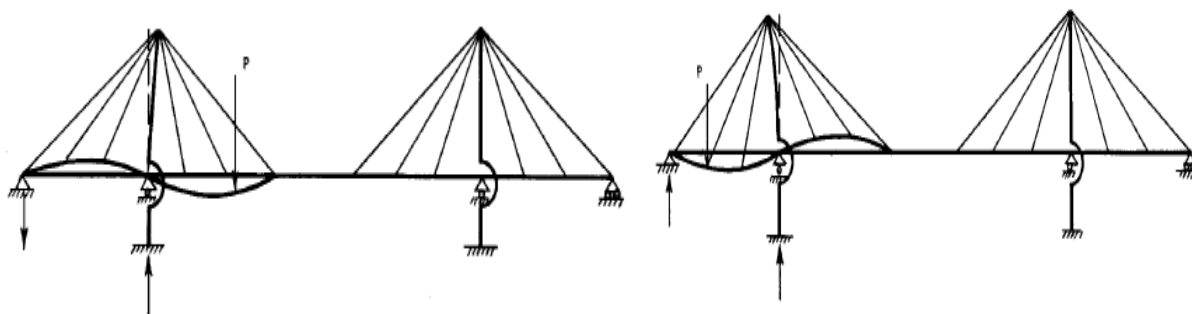


Fig. 123 Rotirile sub acțiunea unei forte concentrate a unui pod hobanat

Când întregul sistem este supus încărcărilor uniform distribuite pe întreaga lungime, performanța sistemului se schimbă. În acest caz fiecare cablu acționează sub sarcina corespunzătoare și este în echilibru cu cablul corespunzător, simetric față de acesta, de

cealaltă parte a pilonului. Deplasarea nodurilor cablurilor din tablier este minimă și este cauzată de alungirea cablurilor. (Figura 124)

Rigiditatea pilonului și modul de fixare de pilă sau de tablier nu influențează semnificativ comportarea sistemului hobanat, indiferent de poziția încărcărilor, datorită înălțimii relativ mare a pilonului.

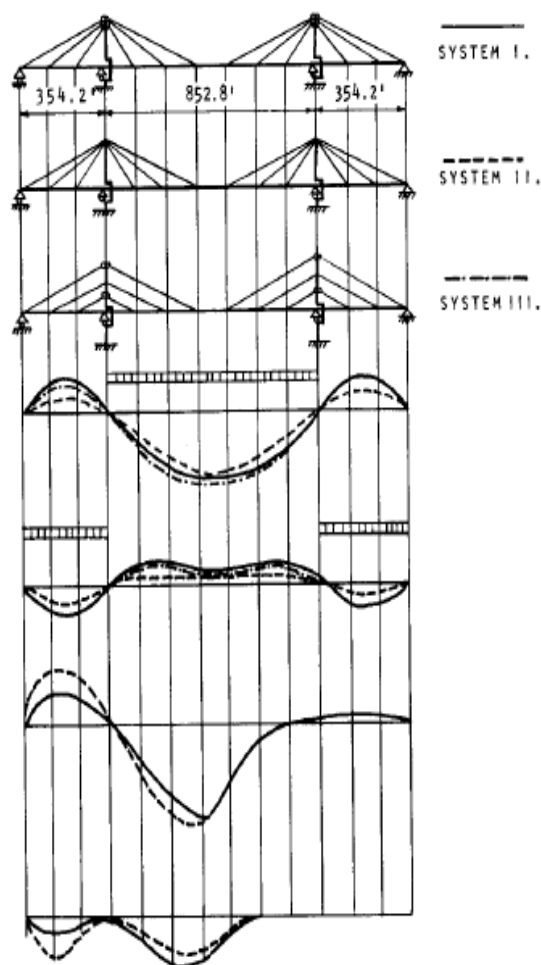


Fig. 124 Liniile de influență pentru diferite sisteme hobanate

Un sistem de bază (static determinat) se poate alcătui prin mai multe metode. Deplasările sistemului de bază sub încărcările aplicate se pot determina aplicând metoda clasică de ordinul I, neglijând deformațiile sistemului în ecuația de echilibru. Pentru un sistem static determinat, ecuațiile sunt lineare și este valabil principiul suprapunerii efectelor și legea lui Hooke. (Figura 125)

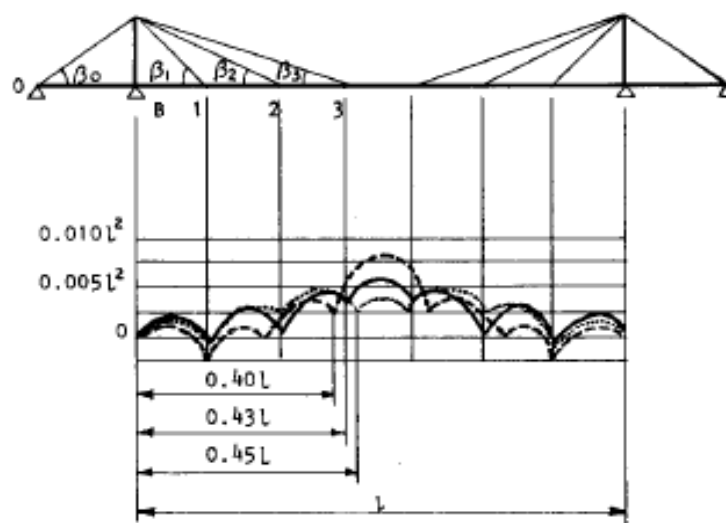


Fig. 125 Deformațiile sistemului hobanat

III.1.4 Analiza lineara a sistemelor hobanate.

De obicei structurile portante pe cabluri sunt static nedeterminate de multe ori. Dacă legea lui Hooke este valabilă, suprapunerea lineara se aplică și deplasărilor și astfel la determinarea eforturilor din cabluri.

Analiza structurilor pe cabluri se bazează în general pe presupunerea că deplasările structurilor sunt proporționale cu încărcările aplicate. Totuși, pentru acest tip de structuri, această presupunere s-a dovedit a fi aproximativă, iar pentru deschideri mari, nesigură.

Analiza unui sistem pe cabluri se poate împărți în două etape. În prima parte se determină momentele încovoietoare, eforturile axiale, forța taietoare și deplasările datorate încărcărilor permanente și variabile. În etapa a doua este necesar să se determine forțele de tensionare a cablurilor pentru a reduce anumite deplasări și eforturi calculate în prima etapă.

În analiza unui sistem hobanat, sistemul de ecuații are tot atâtea ecuații câte necunoscute. Principala dificultate până la dezvoltarea tehnicilor de calcul a constat în rezolvarea acestui sistem de ecuații. Câteva tehnici pentru simplificarea calculelor sunt:

- Selectarea momentelor încovoietoare ca necunoscute determină un număr de 5 ecuații de moment la fiecare reazem. Dacă selectăm forțele interioare ale cablurilor ca și necunoscute, sistemul de ecuații rezultat este mult mai dificil de rezolvat decât cel din cazul momentelor ca necunoscute.
- Grinda de rigidizare articulată. Nodurile dintre cabluri și tablă se consideră articulații. (figura 126)

- Pentru o soluție simplă și rapidă, grinda de rigidizare se ia în calcul ca și o grindă continuă pe mediu elastic. La această metodă este necesar să estimăm dimensiunile și proprietățile inițiale ale cablurilor, pilonului și ale suporturilor. În acest caz, necunoscutele devin forțele cablurilor.

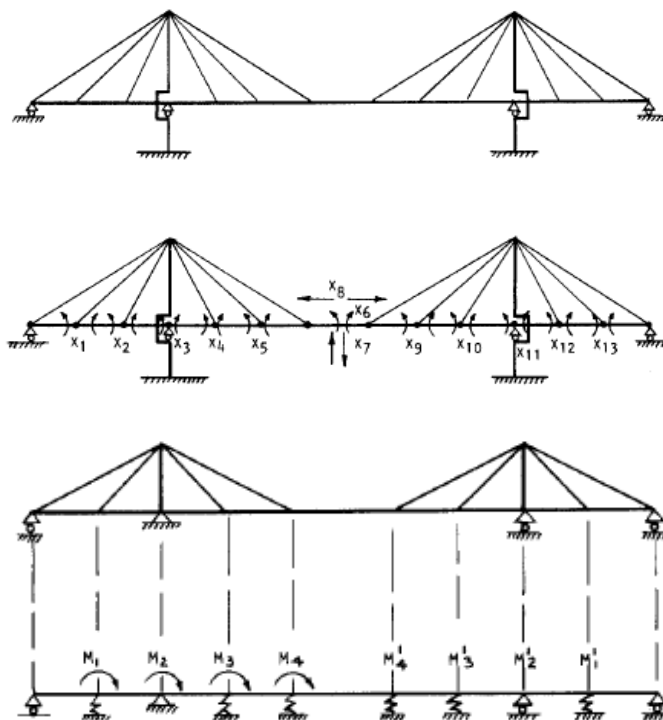


Fig. 126 Sistemul de baza

Efectul compresiunii în tablier datorat înclinării cablurilor se va lua în calcul la analiza finală. În anumite situații, acest efect influențează dimensiunile secțiunilor transversale ale tablierului.

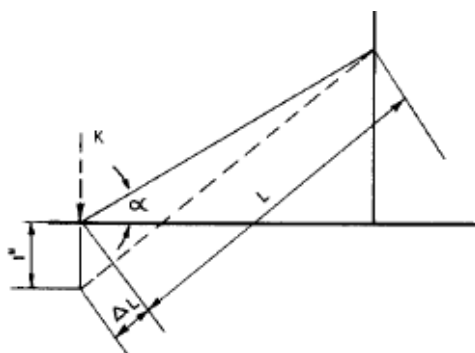


Fig. 127 Schema de calcul

Valoarea constantei elastice K se determină cu relația:

$$K = \frac{EA}{L} \sin^2 \alpha$$

Eq. 52

III.1.5 Etape preliminare în dimensionarea structurilor hobanate

Etapele preliminare în dimensionarea structurilor hobanate se pot împărți după cum urmează:

- Dimensionarea caracteristicilor geometrice ale secțiunilor fiecărui element
- Caracteristicile geometrice analizate la faza anterioară sunt reanalizate, aplicând una din metodele statice de analiză, apoi eforturile și deplasările sub încărcările date sunt comparate cu eforturile și deplasările maxime admise.
- Pașii anteriori se repetă până obținem o diferență cât mai mică între rezultatele obținute în prima fază și cele din a doua fază.

III.1.6 Influența grinzii de rigidizare în comportarea structurii pe cabluri.

Comportarea grinzii ca parte integrantă a sistemului pe cabluri este similară comportării grinzii contine pe reazeme elastice. Totuși, în faza inițială de execuție și de tensionare a cablurilor, conexiunile cu tablierul sunt considerate reazeme rigide.

În faza a doua de încărcare, care include și greutatea proprie finală și încărcările variabile, nodurile se deplasează datorită alungirii cablurilor sau a deplasării pilonului, rezultând o reducere a rigidității grinzii de rigidizare. (figura 127)

Este evident că reducerea rigidității grinzii de rigidizare conduce la momente încovoietoare mai mici. Totuși, reducerea rigidității scade capacitatea de distribuire longitudinală a încărcărilor adiacente nodului, fapt ce duce la necesitatea creșterii efortului de tensionare a cablurilor.

Variația momentului de inerție al grinzii de rigidizare nu are un efect semnificativ în variația eforturilor elementelor înclinate tip cablu. Astfel s-a dezvoltat o metodă aproximativă de analiză a cablurilor înclinate, care nu ține cont de deformațiile longitudinale ale grinzii.

Influența rigidității grinzii la deplasarea nodurilor, este de asemenea nesemnificativă. Dacă momentul de inerție al grinzii este dublat, deplasarea nodului sub încărcarea maximă este redusă doar cu cca. 0.8-2%, făcând excepție nodurile apropiate de pilon, unde influența rigidității grinzii asupra deformațiilor sub încărcări este semnificativ mai mare.

III.1.7 Influența lungimii panourilor

Modificarea lungimii panourilor schimbă unghiurile de înclinare ale cablurilor. Cel

mai avantajos mod de dispunere a cablurilor este când momentele încovoietoare din deschiderea principală a grinzii de rigidizare sunt distribuite uniform în lungul deschiderii. Pentru panouri de dimensiuni egale, momentele încovoietoare maxime apar la panoul din mijlocul deschiderii. (Figura 128)

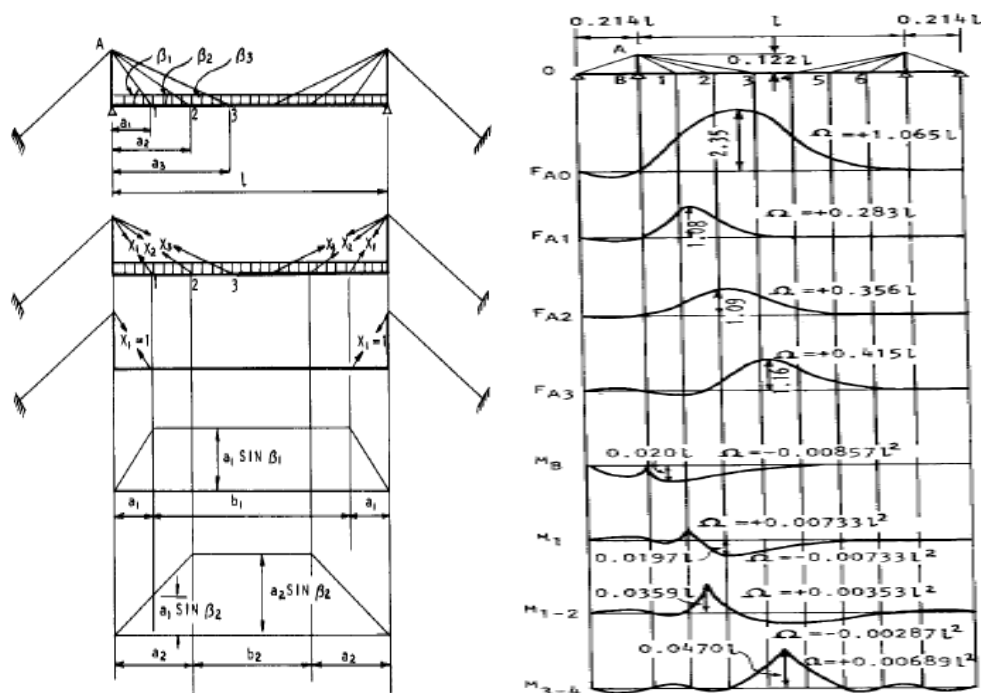


Fig. 128 Suprafete de influența

Odată cu creșterea lungimii panoului din mijlocul deschiderii, crește și momentul încovoietor, iar dacă această lungime se reduce, momentul încovoietor descrește cu cca. 4-5%.

Pentru un calcul preliminar, în cazul unui sistem hobanat cu 5 panouri egale, momentul încovoietor se poate determina cu formula:

$$M_{\max} \approx 0.007gl^2 \quad \text{Eq. 53}$$

Dacă considerăm q ca fiind încărcarea totală (permanente+variabile), putem afla valoarea aproximativă a momentului încovoietor maxim în grinda de rigidizare din încărcări verticale. Eforturile din cablu depind de mărimea deschiderii, numărul și dimensiunea panourilor, dar și de unghiurile de înclinare ale cablurilor.

Este posibil să excludem influența înclinării cablurilor dacă aflăm valorile componentelor verticale ale forțelor din cabluri. Aceste forțe sunt influențate mai puțin de înclinație sau de înălțimea pilonului.

Pentru determinarea componentei verticale a forței din cablu în funcție de lungimea

panourilor putem folosi următoarea ecuație:

$$v = \frac{1.50ql}{n} (1 - 1.06\lambda)$$

Eq. 54

λ = distanța de la pilon până la punctul de ancorare a cablurilor.

v = componenta verticală a forței din cabluri.

Cunoscând componeta verticală, putem determina forțele:

$$F_i = \frac{v}{\sin \alpha_i} = \frac{1.50ql(1 - 1.06\lambda)}{n \sin \alpha_i}$$

Eq. 55

Cu aceste formule putem determina cu ușurință eforturile elementelor unei structuri hobanate supusă la încărcări verticale. Pentru cazul sistemului hobanat cu 5 panouri egale se pot determina forțele pentru fiecare cablu cu următoarele formule:

$$F_1 = \frac{0.237ql}{\sin \alpha_1} \quad F_2 = \frac{0.174ql}{\sin \alpha_2}$$

$$F_0 = \frac{F_1 \cos \alpha_1 + F_2 \cos \alpha_2}{\cos \alpha_0} = \left(\frac{0.237}{\tan \alpha_1} + \frac{0.174}{\tan \alpha_2} \right) \frac{ql}{\cos \alpha_0}$$

Eq. 56

În cazul unui sistem hobanat simetric cu o încărcare uniform distribuită acționând pe toată lungimea deschiderii, sistemul cu 5 panouri este de 6 ori static nedeterminat. Forțele din cele 6 hobane pot fi considerate necunoscute. Datorită simetriei sistemului și a încărcărilor, corespondentele cablurilor de cealaltă parte a axei de simetrie au aceleași forte.

Necunoscutele pot fi determinate utilizând metoda suprapunerii efectelor:

$$\begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} + \Delta_{1p} &= 0 \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} + \Delta_{2p} &= 0 \\ X_1 \delta_{31} + X_2 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} + \Delta_{3p} &= 0 \end{aligned}$$

Eq. 57

Valorile coeficientilor necunoscutelor, cum ar fi δ_{11} , se determină cu formula:

$$\delta_{11} = \int_l \frac{M_1^2 dx}{EI} + \sum \frac{S_1^2 s_1}{EA_1}$$

Eq. 58

Primul termen din această formulă indică deformația datorată încovoierii grinzii de rigidizare, iar al doilea termen indică deformațiile axiale ale cablurilor și ale pilonului. Se va observa că primul termen este substanțial mai mare decât al doilea, astfel ecuația se poate scrie:

$$\delta_{11} = \int_l \frac{M_1^2 dx}{EI} \varepsilon_{11} \quad \text{Eq. 59}$$

Unde $\varepsilon_{11} > 1$.

În cazul unei grinzi cu secțiune constantă:

$$\begin{aligned} \int_l M_1^2 dx &= \frac{2}{3} a_1^2 \sin^2 \alpha_1 + a_1^2 b_1 \sin^2 \alpha_1 \\ \delta_{11} &= \frac{a_1^2 (\frac{2}{3} a_1 + b_1) \sin^2 \alpha_1}{EI} \varepsilon_{11} \\ \delta_{12} &= \frac{\int_l M_1 M_2 dx}{EI} \varepsilon_{12} \\ \int_l M_1 M_2 dx &= \frac{a_1 a_1 \sin \alpha_1}{2} (\frac{2}{3} a_1 \sin \alpha_2) 2 \\ &+ \left[\frac{a_1 \sin \alpha_2 + a_2 \sin \alpha_2}{2} (a_2 - a_1) \right. \\ &\left. + (a_2 \sin \alpha_2) b_2 \right] a_1 \sin \alpha_1 \end{aligned}$$

Dar $b_2 = l - 2a_2$, obținem:

$$\begin{aligned} \int_l M_1 M_2 dx &= [a_1 a_2 l - \frac{1}{3} a_1^3 - a_1 a_2^2] \sin \alpha_1 \sin \alpha_2 \\ \delta_{12} &= \frac{[a_1 a_2 l - \frac{1}{3} a_1^3 - a_1 a_2^2]}{EI} \sin \alpha_1 \sin \alpha_2 \varepsilon_{12} \quad \text{Eq. 60} \end{aligned}$$

Prin analogie, se pot determina și restul coeficienților ecuațiilor:

Este de asemenea necesar să ținem cont de încărcările exterioare. Pentru a determina deplasarea la capatul unui cablu sub acțiunea unei încărcări date se folosește următoarea formulă:

$$\Delta_{1p} = 2y_1 \sin \alpha_1 = \frac{ql^4}{12EI} \sin \alpha_1 \left[2 \left(\frac{a_1}{l} \right)^3 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^4 - \frac{a_1}{l} \right] \quad \text{Eq. 61}$$

Unde:

$$y_1 = \frac{qla_1^3}{12EI} - \frac{qa_1^4}{24EI} - \frac{ql^3 a_1}{24EI} \quad \text{Eq. 62}$$

Este deplasarea nodului y_1 datorită încovoierii sub acțiunea încărcării distribuite q .
Prin analogie obținem:

$$\begin{aligned}\delta_{11} &= \frac{a_1^2(2a_1 + b_1) \sin^2 \alpha_1}{EI} \varepsilon_{11} \\ \delta_{22} &= \frac{a_2^2(2a_2 + b_2) \sin^2 \alpha_2}{EI} \varepsilon_{22} \\ \delta_{33} &= \frac{a_3^2(2a_3 + b_3) \sin^2 \alpha_3}{EI} \varepsilon_{23} \\ \delta_{12} = \delta_{21} &= \frac{(a_1 a_2 l - \frac{1}{3} a_1^3 - a_1 a_2^2) \sin \alpha_1 \sin \alpha_2}{EI} \varepsilon_{12} \\ \delta_{13} = \delta_{31} &= \frac{(a_1 a_3 l - \frac{1}{3} a_1^3 - a_1 a_3^2) \sin \alpha_1 \sin \alpha_3}{EI} \varepsilon_{13} \\ \delta_{23} = \delta_{32} &= \frac{(a_2 a_3 l - \frac{1}{3} a_2^3 - a_2 a_3^2) \sin \alpha_2 \sin \alpha_3}{EI} \varepsilon_{23} \\ \Delta_{2p} &= \frac{ql^4}{12EI} \sin \alpha_2 \left[2 \left(\frac{a_2}{l} \right)^3 - \left(\frac{a_2}{l} \right)^4 - \frac{a_2}{l} \right] \\ A_{3p} &= \frac{ql^4}{12EI} \sin \alpha_3 \left[2 \left(\frac{a_3}{l} \right)^3 - \left(\frac{a_3}{l} \right)^4 - \frac{a_3}{l} \right]\end{aligned}$$

Eq. 63

Pentru structuri având un număr de panouri cuprins între 3-13 , se pot folosi următorii coeficienți:

$$\varepsilon_{11} = \varepsilon_{22} = \varepsilon_{33} = 1.05$$

$$\varepsilon_{12} = \varepsilon_{21} = \varepsilon_{13} = \varepsilon_{31} = \varepsilon_{23} = \varepsilon_{32} = 1.02$$

Eq. 64

Pentru determinarea forțelor din cabluri apărute datorită variației temperaturii, scriem sistemul de ecuații de bază:

$$X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} + \Delta_{1x} = 0$$

$$X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} + \Delta_{2x} = 0$$

$$X_1 \delta_{31} + X_2 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} + \Delta_{3x} = 0$$

Eq. 65

Coeficienții sunt necunoscutele și se pot determina cu ajutorul formulelor:

$$\Delta_{1t} = \sum S_1 \alpha t$$

$$\Delta_{2t} = \sum S_2 \alpha t$$

$$\Delta_{3t} = \sum S_3 \alpha t$$

Eq. 66

α = coeficient de dilatație termică

t = diferența de temperatură în grade

Utilizând ecuațiile de mai sus se pot obține atât forțele din cabluri, cât și componentele acestora, iar mai apoi se poate determina momentul încovoietor al grinzii.

Pentru un număr stabilit de panouri, momentele încovoietoare din grindă depind de unghiul de înclinare al cablurilor și înălțimea pilonului.

De exemplu, pentru un sistem simetric având 5 panouri, momentul încovoietor la mijlocul deschiderii este:

$$M_{1/2} = 30 \frac{EI \alpha t}{l}$$

Eq. 67

Semnul momentului încovoietor este determinat de semnul variației de temperatură. La o creștere a temperaturii de 40 grade C, momentul încovoietor în grinda de rigidizare se modifică între 25%-40%, astfel că trebuie avută în vedere influența acestor eforturi la dimensionarea grinzii.

III.1.8 Greutatea aproximativă a sistemului hobanat

Utilizând calculul preliminar, se pot obține valori ale greutateii proprii aproximative a grinzilor pornind de la ecuațiile prezentate mai sus.

Ținând cont de variația de temperatură, expresia momentului încovoietor maxim se poate scrie:

$$M = 0.005(\psi g + p + q)l^2$$

Eq. 68

g = greutatea teoretică a grinzii de rigidizare pe metru linear

p = greutatea uniform distribuită a căii pe metru linear

q = greutatea uniform distribuită din încărcări variabile pentru o singură grindă pe metru linear

ψ = coeficient de execuție pentru grinda de rigidizare

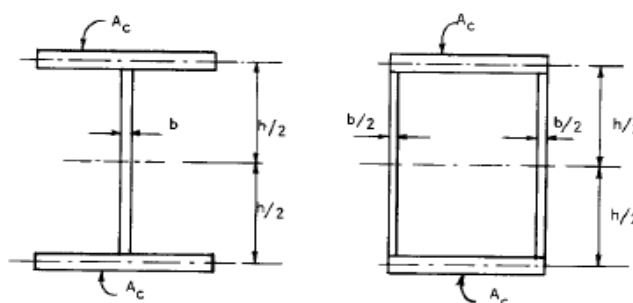
Modulul de rezistență necesar al secțiunii este:

$$W = \frac{0.005(\psi g + p + q)l^2}{f_g} \quad \text{Eq. 69}$$

f_g = tensiunea admisibilă

În cazul în care secțiunea transversală a grinzii este un profil I sau o secțiune casetată, considerând egală aria tălpilor, putem aproxima modulul de rezistență:

$$W = \frac{bh^2}{6} + \frac{A_c(h/2)^2}{h/2} = A_w \frac{h}{6} + A_c h$$



Eq. 70

Dacă considerăm și aria inimii egală cu aria tălpilor, respectiv $A=3A_w$, unde A_w reprezintă, modulul de elasticitate se scrie:

$$W = 1.17 A_w h = 1.17 \frac{A}{3} h \quad \text{Eq. 71}$$

Înlocuind în ecuația inițială a modulului, obținem:

$$A = \frac{2.5W}{h} = \frac{0.0125(\psi g + p + q)l^2}{f_g h} \quad \text{Eq. 72}$$

Dacă înmulțim aria transversală a grinzii cu greutatea specifică a materialului, obținem greutatea teoretică a grinzii pe unitate de lungime:

$$g = \frac{0.0125(\psi g + p + q)l^2 \gamma}{f_g h} \quad \text{Eq. 73}$$

Considerând că înălțimea grinzii este egală cu $h=l/100$, pentru sistemul cu 5 panouri obținem:

$$g_s = \frac{p + q}{f_g / 1.25 l \gamma \psi - 1} \quad \text{Eq. 74}$$

Această formulă ajută la determinarea primelor rezultate aproximative, iar pentru această fază, coeficientul de construcție se va lua $\psi=1.4$.

Pornind de la greutatea aproximativă a grinzii de rigidizare, putem să determinăm

greutatea aproximativă a cablurilor. Încărcările revenite fiecărui cablu depind de numărul acestora, astfel dacă reducem numărul cablurilor, solicitările acestora vor fi mai mari, deci putem spune că greutatea cablurilor depinde de numărul acestora.

Pentru sistemul prezentat mai sus cu 5 panouri, greutatea cablurilor se pot determina astfel:

$$F_1 = \frac{0.237(g+p+q)l}{\sin \alpha_1}$$

$$F_2 = \frac{0.174(g+p+q)l}{\sin \alpha_2}$$

Eq. 75

Lungimile primelor două cabluri sunt:

$$l_1 = \frac{0.2l}{\cos \alpha_1} \quad l_2 = \frac{0.4l}{\cos \alpha_2}$$

Eq. 76

Ecuțiile pentru greutatea cablurilor sunt:

$$Q_1 = \frac{F_1 l_1 \gamma}{f_c \cos \alpha_1} = \frac{0.047(g+p+q)l^2 \gamma}{\sin \alpha_1 \cos \alpha_1 f_c}$$

$$Q_2 = \frac{0.0696(g+p+q)l^2 \gamma}{\sin \alpha_2 \cos \alpha_2 f_c}$$

Eq. 77

Dacă considerăm înălțimea pilonului:

$$h = \frac{l}{7} = 0.143l$$

Rezultă:

$$\tan \alpha_1 = 0.713 \quad \tan \alpha_2 = 0.357$$

$$\alpha_1 = 35^\circ 30' \quad \alpha_2 = 19^\circ 40'$$

$$\sin \alpha_1 \cos \alpha_1 = 0.463 \quad \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 = 0.312$$

Eq. 78

$$Q_1 = \frac{0.102(g+p+q)\gamma l^2}{f_c}$$

$$Q_2 = \frac{0.223(g+p+q)\gamma l^2}{f_c}$$

Eq. 79

Dacă distribuim greutatea celor patru cabluri uniform, obținem greutatea teoretică pe unitate de lungime:

$$g_c = \frac{0.65(g+p+q)\gamma l}{f_c} \quad \text{Eq. 80}$$

Forța din cablu este:

$$\begin{aligned} F_0 &= \frac{F_1 \cos \alpha_1}{\cos \alpha_0} + \frac{F_2 \cos \alpha_2}{\cos \alpha_0} \\ &= \frac{0.237(g+p+q)l}{\tan \alpha_1 \cos \alpha_0} + \frac{0.174(g+p+q)l}{\tan \alpha_2 \cos \alpha_0} \end{aligned} \quad \text{Eq. 81}$$

Dacă considerăm unghiul $\alpha_0=30^\circ$, rezultă:

$$F_0 = 0.948(g+p+q)l \quad \text{Eq. 82}$$

Greutatea totală a tuturor cablurilor este:

$$g_c = \frac{1.19(g+p+q)l\gamma}{f_c} \quad \text{Eq. 83}$$

Încărcarea pilonului este:

$$\begin{aligned} F_t &= F_1 \cos \alpha_1 + F_2 \sin \alpha_2 + 0.948 \sin 30^\circ \\ &= (0.237 + 0.174 + 0.948 \sin 30^\circ) \\ &\quad \times (g+p+q)l = 0.900(g+p+q)l \end{aligned} \quad \text{Eq. 84}$$

Greutatea celor doi piloni considerând înălțimea ca fiind $0.143x_l$:

$$Q_t = \frac{2 \times 0.900(g+p+q)l \times 0.143l\gamma}{f_t} = \frac{0.257(g+p+q)l^2\gamma}{f_t} \quad \text{Eq. 85}$$

Iar greutatea pe unitate de lungime:

$$g_t = \frac{0.257(g+p+q)l\gamma}{f_t} \psi_t \quad \text{Eq. 86}$$

III.1.9 Analiza nelineara a structurilor hobanate

Nelinearitatea structurilor hobanate este cauzată de deplasările mari ale structurii și de interacțiunea dintre momentele încovoietoare și eforturile axiale din structură.

Nelinearitatea cablurilor pornește de la creșterea încărcărilor împreună cu reducerea săgeții, care produce o alungire a cablului, respectiv un efort axial. Pentru a depăși această nelinearitate, în calculul linear se utilizează metoda modulului de elasticitate echivalent, care include modulul de elasticitate normal al cablului și efectul săgeții și al efortului axial. Astfel, relațiile dintre eforturi și deformații se presupun lineare în orice secțiune

transversală. Rigiditatea cablurilor depinde de tensiune, lungime și sagueată.

Modulul de elasticitate ideal al cablului exprimat de Ernst:

$$E_i = \frac{E}{1 + (\gamma^2 l^2 E / 12 \sigma^3)}$$

Eq. 87

E=modulul de elasticitate al cablului drept

L=lungimea cablului pe orizontală

γ =greutatea specifică a cablului

σ =tensiunea din cablu

În cazul grinzilor de rigidizare și al pilonilor, gradul de nelinearitate depinde de intensitatea eforturilor de compresiune raportate la forța critică de flambaj și deformațiile cauzate din încovoiere. Datorită existenței eforturilor de compresiune în piloni și în grinda de rigidizare, aceste elemente trebuie analizate drept elemente de tip grindă-stâlp. Comportarea nelineară se datorează momentului încovoietor cauzat de eforturile de compresiune aplicate excentric.

Datorită deformațiilor mari ale suprastructurii, principiul suprapunerii efectelor poate fi aplicat doar în cazul anumitor elemente. Utilizând analiza de ordinul doi, la calculul eforturilor și al tensiunilor se va ține cont de efectele produse de deformațiile structurii rezultate din analiza lineară. Condițiile de echilibru sunt scrise pe structura deformată, astfel, vor apărea tensiuni suplimentare care nu sunt direct proporționale cu încărcările exterioare.

În cazul podurilor hobanate, grinda de rigidizare este comprimată, iar forțele longitudinale având brațul forței egal cu deplasarea pe verticală a acesteia produc un moment încovoietor suplimentar care trebuie luat în calculul structurii.

În cazul structurilor hobanate cu grad mare de nedeterminare statică, procesul iterativ este greu aplicabil, datorită volumului mare de calcule. Câteva metode sunt prezentate mai jos. (Troitsky, 1988)

1. Metoda Aproximarilor succesive

Prin metoda aproximărilor succesive se pot determina aceste eforturi suplimentare pornind de la calculul tensiunilor pe structura inițială nedeformată, apoi aplicând aceleași încărcări pe structura având geometria modificată și repetând iterația până când deformațiile rămân constante de la o fază la alta.

Modificările tensiunilor considerând deformațiile structurii nu depășesc 10%,

datorită faptului că sistemul hobanat se comportă asemenea unei grinzi cu zăbrele, iar momentul încovoietor din grinda de rigidizare este direct influențat de deformațiile grinzii în dreptul ancorajelor cablurilor.

Modificarea unghiului de înclinație a cablurilor conduce la redistribuirea eforturilor. Astfel se vor calcula eforturile determinate de forțele suplimentare încărcând liniile de influență ale structurii și se vor obține corecțiile de eforturi ΔM , ΔN , ΔS rezultate din prima aproximare. (Troitsky, 1988)

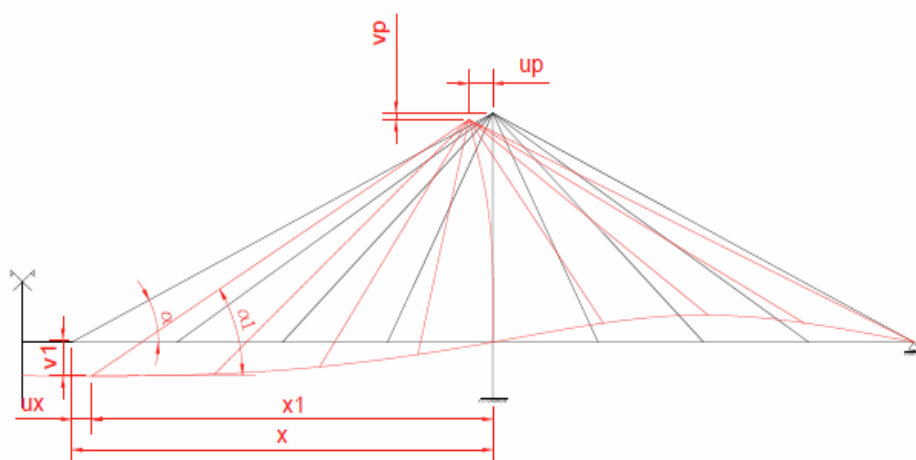


Fig. 129 Deformațiile sistemului hobanat

$$S=S+\Delta S$$

$$V=V+\Delta V$$

$$H=H+\Delta H$$

V- Componenta verticală a forței din cablu

H- Componenta orizontală a forței din cablu

S- Forța din cablu

ΔV - Forța suplimentară a componentei verticale datorată modificării geometriei

ΔH - Forța suplimentară a componentei orizontale datorată modificării geometriei

ΔS - Forța suplimentară din cablu datorată modificării geometriei

În mod similar se repetă calculele și pentru a două aproximare, utilizând forțele și deformațiile rezultate din prima aproximare, până când valorile corecțiilor tind spre zero.

$$\begin{aligned}
 M_g &= M + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \dots + \Delta M_n \\
 N_g &= N + \Delta N_1 + \Delta N_2 + \dots + \Delta N_n \\
 S_g &= S + \Delta S_1 + \Delta S_2 + \dots + \Delta S_n
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 88}$$

M-Momentul încovoietor în grinda de rigidizare

N-Efortul axial în grinda de rigidizare

ΔM - Momentul încovoietor suplimentar datorat modificării geometriei

ΔN - Efortul axial suplimentar în grinda de rigidizare datorat modificării geometriei

2. Metoda flexibilității

În această metodă, relațiile dintre tensiuni și eforturi sunt considerate lineare în orice secțiune considerată.

În prima etapă a analizei se determină un vector al deplasărilor pornind de la geometria inițială. În a doua etapă se determină un al doilea vector al deplasărilor suplimentare datorate diferențelor dintre încărcările nodale și rezultantele eforturilor principale în fiecare nod și se formează matricea de rigiditate a sistemului ținând cont de geometria deformată și încărcările determinate în prima etapă.

Fiecare etapă i , folosește rezultatele obținute în etapa anterioară $i-1$, continuând până când vectorul deplasărilor este neglijabil raportat la deplasarea totală.

Determinarea deplasării unitare și a momentelor încovoietoare datorate încărcărilor unitare aplicate cablurilor se poate face punând condiția ca:

$$\begin{aligned}
 M_r^1 X_1 + M_r^n X_n &= M_r (C_0 - 1) \\
 \frac{N_1^f}{A_1} &= \frac{N_2^f}{A_2} = \dots = \frac{N_n^f}{A_n} \\
 a_{2,2} X_2 + a_{2,3} X_3 + \dots + a_{2,n} X_n &= A_{2,1} + A_{2,2} X_1 \\
 a_{3,2} X_2 + a_{3,3} X_3 + \dots + a_{3,n} X_n &= A_{3,1} + A_{3,2} X_1 \\
 &\dots \\
 a_{n,2} X_2 + a_{n,3} X_3 + \dots + a_{n,n} X_n &= A_{n,1} + A_{n,2} X_1
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 89}$$

Ecuția se poate scrie sub forma:

$$[a] * \{X\} = \{A\}
 \tag{Eq. 90}$$

Unde:

$$[a] = \begin{bmatrix} a_{2,2} & a_{2,3} & \dots & a_{2,n} \\ a_{3,2} & a_{3,3} & \dots & a_{3,n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n,2} & a_{n,3} & \dots & a_{n,n} \end{bmatrix}$$

$$\{X\} = \{X_2, X_3, \dots, X_n\}$$

$$\{A\} = \{A^1\} + \{A^2\}X_1$$

$$\{A^1\} = \{A_{2,1}, A_{3,1}, \dots, A_{n,1}\}$$

$$\{A^2\} = \{A_{2,2}, A_{3,2}, \dots, A_{n,2}\}$$

$$\{X\} = [a]^{-1} * \{A\}$$

$$(M_r) = (M_r^2, M_r^3, \dots, M_r^n)$$

$$M_r(C_0 - 1) = M_r^1 X_1 + (M_r) * \{X\}$$

$$M_r(C_0 - 1) = M_r^1 X_1 + (M_r) * [a]^{-1} \{A^1\} + (M_r) * [a]^{-1} * \{A^2\} X_1$$

$$\frac{M_r(C_0 - 1) - (M_r) * [a]^{-1} * \{A^1\}}{M_r^1 + (M_r) * [a]^{-1} * \{A^2\}}$$

$$N_t^f = N_t + X_1 N_t^1 + \dots + X_n N_t^n$$

$$t = 1 \dots n$$

Parcurgând acești pași se vor obține tensiunile unitare în fiecare cablu. (Troitsky, 1988)

3. Metoda Forța-deplasare

Această metodă consideră deplasările proporționale cu încărcările pentru fiecare element, astfel atât forțele cât și deplasările devin necunoscutele.

Analizând o structură hobanată simplă într-un singur plan, având două deschideri și articulație la baza pilonului, calculul pornește considerând o încărcare arbitrară aplicată pe deschiderea AB. (Figura 130)

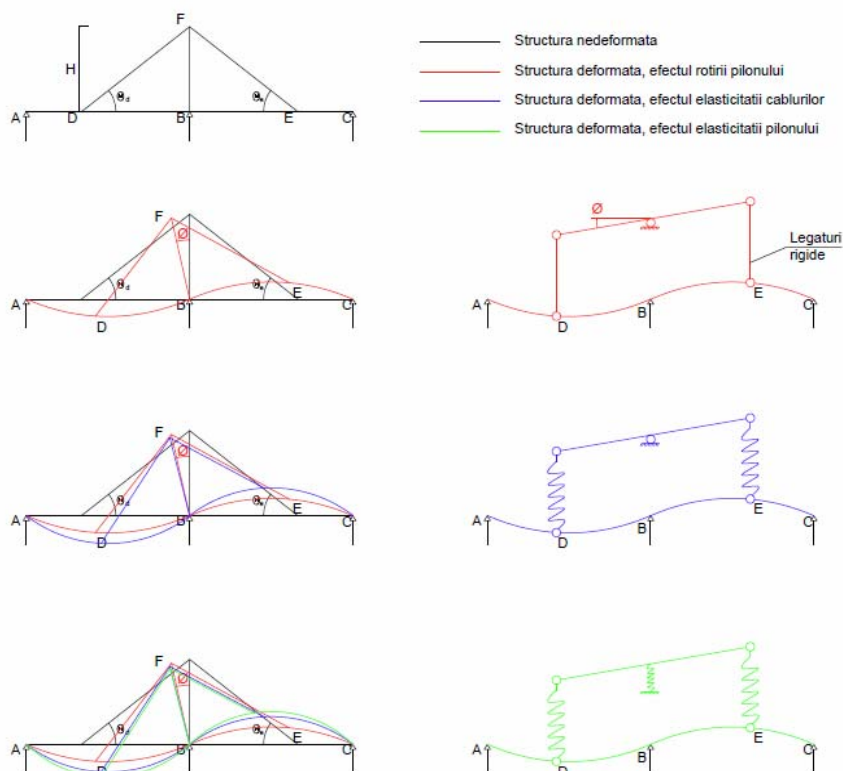


Fig. 130 Schema analitică

Considerând atât cablurile cât și pilonii rigizi, ecuațiile de echilibru rezultă:

$$\begin{aligned} V_d f_{da} + V_b f_{db} + V_e f_{de} &= A_d \\ V_d f_{bd} + V_b f_{bb} + V_e f_{be} &= A_b \\ V_d f_{ed} + V_b f_{eb} + V_e f_{ee} &= A_e \end{aligned} \quad \text{Eq. 91}$$

Unde, V_d și V_e sunt componentele verticale ale eforturilor din cabluri în punctul D, E și V_b sunt reacțiunile în punctul B, iar f_{bd} este coeficientul de flexibilitate pentru deplasarea în punctul B datorată încărcării unitare în punctul D pentru elementul AC.

În continuare se pot determina flexibilitățile verticale ale cablurilor, în punctele D și E :

$$\begin{aligned} f_d^e &= \frac{L_d}{A_d E s \sin^2 \theta_d} \\ f_e^e &= \frac{L_e}{A_e E s \sin^2 \theta_e} \end{aligned} \quad \text{Eq. 92}$$

Unde:

A-Aria secțiunii transversale a cablurilor

E- Modulul de elasticitate al cablurilor

L-Lungimea cablurilor

θ - Unghiul față de orizontală

Flexibilitatea pilonului este:

$$f_T = \frac{H}{A_T E} \quad \text{Eq. 93}$$

Unde:

H-Înălțimea pilonului

A_T - Aria secțiunii pilonului

E- Modulul de elasticitate al pilonului

Ecuatiile de echilibru trebuie corectate cu valorile rezultate în urma efectelor rotirii pilonului, elasticității cablurilor și scurtării pilonului.

Rotirea pilonului produce o deplasare verticală a nodurilor D și E egală cu $BD \times \Phi$ respectiv $BE \times \Phi$.

Elasticitatea cablurilor produce de asemenea o deplasare verticală în nodurile D și E, astfel în ecuația de echilibru f_{dd} se va rescrie $f_{dd} + f_d^c$, respectiv $f_{ee} + f_e^c$.

Scurtarea pilonului crește deplasarea verticală a nodurilor D și E cu $(V_d + V_e)f_T$

Ținând cont de aceste efecte, ecuațiile de echilibru se pot scrie:

$$\begin{aligned} V_d(f_{dd} + f_d^c + f_T) + V_b f_{db} + V_0(f_{de} + f_T) + \Phi BD &= \Delta_d \\ V_d f_{bd} + V_b f_{bb} + V_0 f_{be} &= \Delta_b \\ V_d(f_{ed} + f_T) + V_0(f_{ee} + f_e^c + f_T) &= \Delta_e \\ V_d BD - V_0 BE &= 0 \end{aligned} \quad \text{Eq. 94}$$

Ecuatiile permit determinarea reacțiunilor și deplasărilor în punctele B, D și E și a eforturilor în elementele structurale. Deplasările în punctele D respectiv E vor fi:

$$\begin{aligned} \delta_d &= \Phi BD + V_d f_d^c + (V_d + V_e) f_T \\ \delta_e &= \Phi BE + V_e f_e^c + (V_d + V_e) f_T \end{aligned} \quad \text{Eq. 95}$$

Transpunerea ecuațiilor sub formă de matrice se prezintă mai jos:

$$\begin{bmatrix} (f_{da} + f_d^0 + f_T) & f_{db} & (f_{ea} + f_T) & BD \\ f_{ba} & f_{bb} & f_{bc} & 0 \\ (f_{ea} + f_T) & f_{eb} & (f_{ee} + f_e^0 + f_T) & -BE \\ BD & 0 & -BE & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_d \\ V_b \\ V_a \\ \Phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta_a \\ \Delta_b \\ \Delta_e \\ 0 \end{bmatrix}$$

Eq. 96

Astfel, ultimul rând și ultima coloană din matricea coeficienților reprezintă efectul rotirii și scurtării pilonului, iar restul se referă la flexibilitatea structurii considerând pilonul fix.

Evaluarea separată a acțiunilor precum rotirea pilonului, relaxarea cablurilor și scurtarea pilonului fac această metodă relativ ușor de aplicat. Totuși, în cazul unui sistem hobanat cu grad mare de nedeterminare statică, realizarea calculului devine dificil, fiind necesară introducerea datelor într-un program de calcul. (Troitsky, 1988)

4. Metoda Reducției

Această metodă a fost introdusă de Falk în anul 1956 și prezentată de Tang în anul 1970. În cazul structurilor hobanate această metodă este relativ ușor de aplicat. Cablurile se consideră elemente de tip bară și pot prelua atât eforturi de compresiune cât și de întindere.

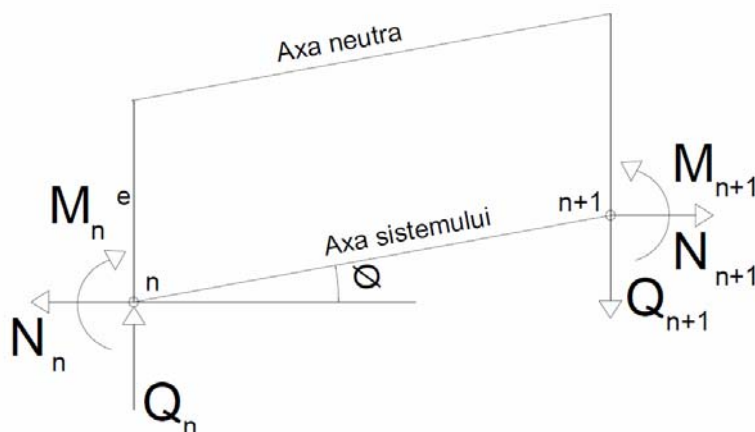


Fig. 131 Schema analitică

Grinda de rigidizare și pilonul se divid în elemente legate între ele la capete. Eforturile și deformațiile dintr-un capăt al elementului se pot scrie la celălalt capăt după cum urmează:

$$u_{n+1} = u_n + (L \tan \beta) \Phi_n + \frac{1}{2EI^t} (2eL \cos \beta - L^2 \tan \beta) M_n + \frac{1}{6EI^t} (3eL^2 \cos \beta - L^3 \tan \beta - 6aL \sin \beta) Q_n + \frac{1}{6EI^t} (6e^2 L \cos \beta + 3eL^2 \sin \beta - L^3 \tan^2 \beta - 3eL^2 \tan \beta + 6L \cos \beta) N_n$$

$$w_{n+1} = w_n + L \Phi_n + \frac{1}{2EI^t} (-L^2 - 2eL \sin \beta) M_n + \frac{1}{6EI^t} (-L^3 - 6aL \sin \beta \tan \beta - 3eL^2 \sin \beta) Q_n + \frac{1}{6EI^t} (-L^3 \tan \beta - 3eL^2 - 6aL \sin \beta - 6e^2 L \sin \beta) N_n$$

$$\Phi_{n+1} = \Phi_n - \frac{L}{EI^t} M_n - \frac{1}{2EI^t} (L^2 \tan \beta + 2eL) N_n - \frac{L^2}{2EI^t} Q_n$$

$$M_{n+1} = M_n + L Q_n + L \tan \beta N_n$$

$$Q_{n+1} = Q_n$$

$$N_{n+1} = N_n$$

$$I^t = I \cos \beta$$

$$\alpha = \frac{EI^t}{(EF)}$$

Eq. 97

u =deplasarea orizontală a grinzii sau deplasarea verticală a pilonului

w =deplasarea verticală a grinzii sau deplasarea orizontală a pilonului

β =unghiul intervalului

Φ =rotirea

L =lungimea corzii cablului

E =excentricitatea axei

M =moment încovoietor

N =componenta orizontală

Q =componenta verticală

E =modulul de elasticitate

În ecuațiile de mai sus sunt luate în considerare deformațiile, excentricitățile componentelor orizontale ale forțelor și unghiul de înclinare a elementului.

Ecuațiile se mai pot scrie sub forma:

$$Y_{n+1} - F_n Y_n$$

Eq. 98

Unde:

$$Y_n = \begin{bmatrix} u_n \\ w_n \\ \Phi_n \\ M_n \\ Q_n \\ N_n \end{bmatrix}$$

Iar F_n este matricea coeficienților din ecuațiile de mai sus.

Utilizând metoda reducției, calculul se poate porni din oricare punct al structurii. În cazul structurilor hobanate simetrice, calculul se începe dinspre capetele podului spre mijloc.

Necunoscutele u , Q și Φ în cazul grinzii simplu rezemate, respectiv M, Q, N în cazul grinzii articulate. (Troitsky, 1988)

III.2 SISTEMUL SUSPENDAT

III.2.1 Clasificarea sistemelor suspendate

În procesul de analiză a structurii suspendate este indicat să efectuăm o estimare preliminară a dimensiunilor.

O aproximare preliminară a forței în suspensori se poate baza pe presupunerea că un suspensor suportă încărcarea distribuită acționând pe o lungime a tablierului egală cu lungimea dintre suspensori și că forțele concentrate pot fi echivalate cu o forță uniform distribuită de aceeași magnitudine acționând pe o lungime de $30d$, unde d este înălțimea tablierului.

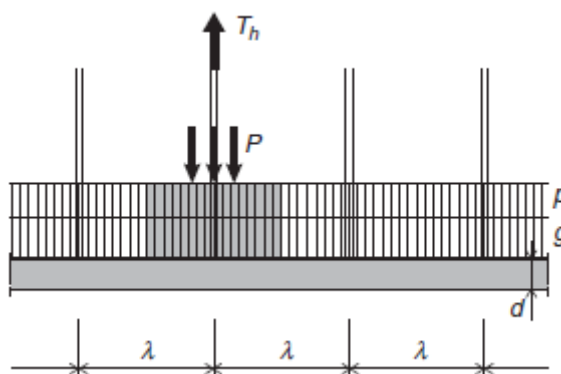


Fig. 132 Schema de încărcare

Forța maximă în suspensor se calculează cu relația:

$$T_h = (g + p)\lambda + P \frac{\lambda}{30d}$$

Eq. 99

Iar aria secțiunii suspensorului:

$$A_h = \frac{T_h}{f_{cbd}} = \frac{(g + p + P/(30d))\lambda}{f_{cbd}} \quad \text{Eq. 100}$$

Unde f_{cbd} este tensiunea admisibilă a cablului de oțel

Forța maximă T a cablului principal în deschiderea principală se poate determina presupunând încărcările permanente și variabile acționând uniform pe toată deschiderea principală, iar forțele concentrate acționând la mijlocul deschiderii. În faza preliminară greutatea suspensorilor se poate neglija.

Pentru un cablu principal, componenta orizontală maximă H_m devine:

$$H_m = \frac{(g + p)l_m^2 + 2Pl_m}{8k_m} + \frac{g_{cb}l_m^2}{8k_m} \quad \text{Eq. 101}$$

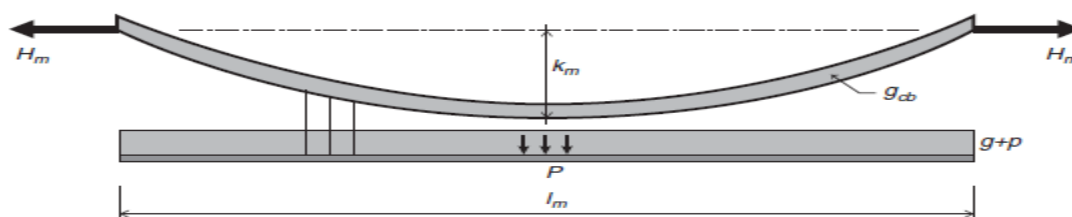


Fig. 133 Schema componentei orizontale

Iar forța maximă a cablului T_m , în dreptul pilonului:

$$T_m = H_m \frac{\sqrt{l_m^2 + 16k_m^2}}{l_m} = [(g + p)l_m + 2P + g_{cb}l_m] \frac{\sqrt{l_m^2 + 16k_m^2}}{8k_m} \quad \text{Eq. 102}$$

Calculul se bazează pe ipoteza simplificatoare conform căreia curbura cablului este o parabolă de ordinul 2.

Aria cablului principal A_m se poate determina:

$$A_m = \frac{[(g + p)l_m + 2P] \sqrt{l_m^2 + 16k_m^2}}{8f_{cbd}k_m - \gamma_{cb}l_m \sqrt{l_m^2 + 16k_m^2}} \quad \text{Eq. 103}$$

Forța maximă în cablurile din deschiderea marginală este determinată :

$$T_a = H_m / \cos \varphi_a \quad \text{Eq. 104}$$

Aria secțiunii cablului deschiderii marginale este:

$$A_a = \frac{T_a}{f_{cbd}} = \frac{H_m}{f_{cbd} \cos \phi_a}$$

Eq. 105

III.2.2 Calculul greutateii aproximative

Pentru sistemul simetric, cu 3 deschideri supus încărcărilor variabile și permanente, uniform distribuite, acționând asupra deschiderii principale și a deschiderilor secundare, cantitățile de oțel pot fi derivate astfel:

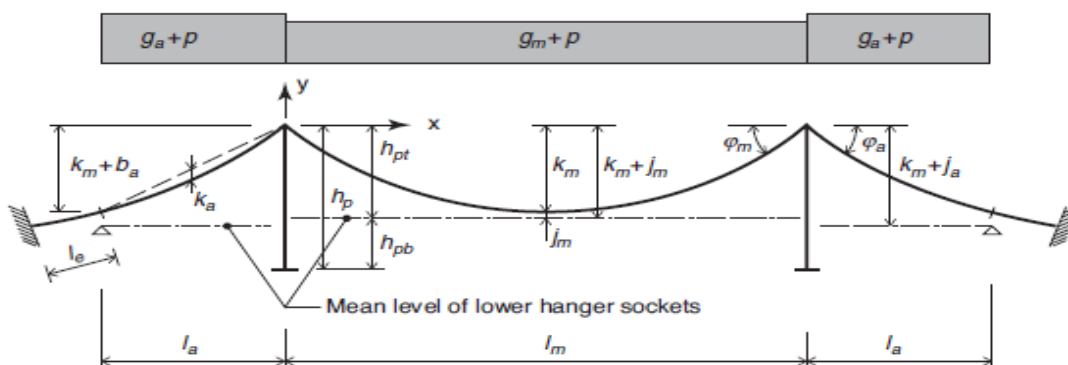


Fig. 134 Schema de încărcare

- Ecuația curburii cablului principal în deschiderea centrală:

$$y = 4k_m \frac{x}{l_m} \left(\frac{x}{l_m} - 1 \right)$$

Eq. 106

- Ecuația curburii cablului deschiderii marginale:

$$y = 4k_a \left(\frac{x}{l_a} \right)^2 + (4k_a + k_m + b_a) \frac{x}{l_a}$$

Eq. 107

- Cantitatea de oțel în tiranții din deschiderea principală:

$$Q_{hm} = \frac{\gamma_{cb}}{f_{cbd}} \int_0^{l_m} (g_m + p_m) \left[k_m + j_m + 4k_m \frac{x}{l_m} \left(\frac{x}{l_m} - 1 \right) \right] dx = \frac{\gamma_{cb}}{f_{cbd}} (g_m + p_m) \left(j_m + \frac{k_m}{3} \right) l_m$$

Eq. 108

- Cantitatea de oțel în cablul principal din deschiderea principală:

$$Q_{cm} = \frac{\gamma_{cb}}{f_{cbd}} (g_m + p_m) l_m^2 \frac{\sqrt{1 + 16 \left(\frac{k_m}{l_m} \right)^2}}{8 \frac{k_m}{l_m} - \frac{\gamma_{cb}}{f_{cbd}} l_m \sqrt{1 + 16 \left(\frac{k_m}{l_m} \right)^2}} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{k_m}{l_m} \right)^2 \right]$$

Eq. 109

- Pentru a determina cantitatea de oțel din deschiderile marginale, componenta orizontală H devine:

$$H = \frac{(g_m + p_m)l_m^2 + Q_{cm}l_m}{8k_m} \quad \text{Eq. 110}$$

- Săgeata cablului din deschiderea marginală:

$$k_a \simeq \frac{g_a + p_a}{g_m + p_m} \left(\frac{l_a}{l_m}\right)^2 k_m \quad \text{Eq. 111}$$

- Cantitatea de oțel din suspensorii din deschiderile marginale:

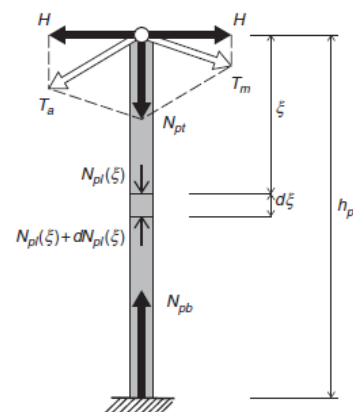
$$\begin{aligned} Q_{ha} &= 2 \frac{\gamma_{cb}}{f_{cbd}} \int_{-l_a}^0 (g_a + p_a) \left[k_m + j_a + 4k_a \left(\frac{x}{l_a}\right)^2 + (4k_a + k_m + b_a) \frac{x}{l_a} \right] dx \\ &= \frac{\gamma_{cb}}{f_{cbd}} (g_a + p_a) \left(k_m - \frac{4}{3}k_a + 2j_a - b_a \right) l_a \end{aligned} \quad \text{Eq. 112}$$

- Cantitatea de oțel din cablul principal din deschiderile marginale

$$Q_{ca} = 2 \frac{\gamma_{cb}}{f_{cbd}} H l_a \sqrt{1 + \left(\frac{k_m}{l_a} + 4\frac{k_a}{l_a} + \frac{b_a}{l_a}\right)^2} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{k_a}{l_a}\right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{k_m + b_a}{l_a}\right)^2 + \frac{l_e}{l_a} \right] \quad \text{Eq. 113}$$

- Cantitatea de oțel din pilon:

$$\begin{aligned} N_{pl}(\xi) + dN_{pl}(\xi) &= N_{pl}(\xi) + \frac{\gamma_{pl}}{f_{pld}} N_{pl}(\xi) d\xi \\ N_{pl}(\xi) &= N_{pt} \exp\left(\frac{\gamma_{pl}}{f_{pld}} \xi\right) \\ Q_{pl} &= N_{pb} - N_{pt} = N_{pt} \left[\exp\left(\frac{\gamma_{pl}}{f_{pld}} h_{pl}\right) - 1 \right] \\ N_{pt} &= H(\tan \phi_a + \tan \phi_m) = \frac{(g_m + p_m)l_m + Q_{cm}}{8} \left(\frac{k_m + 4k_a + b_a l_m}{k_m l_a} + 4 \right) \\ Q_{pl} &= \frac{(g_m + p_m)l_m + Q_{cm}}{8} \left(\frac{k_m + 4k_a + b_a l_m}{k_m l_a} + 4 \right) \left[\exp\left(\frac{\gamma_{pl}}{f_{pld}} h_{pl}\right) - 1 \right] \end{aligned}$$



Eq. 114

III.3 PILONI PENTRU PODURI SUSPENDATE ȘI HOBANATE

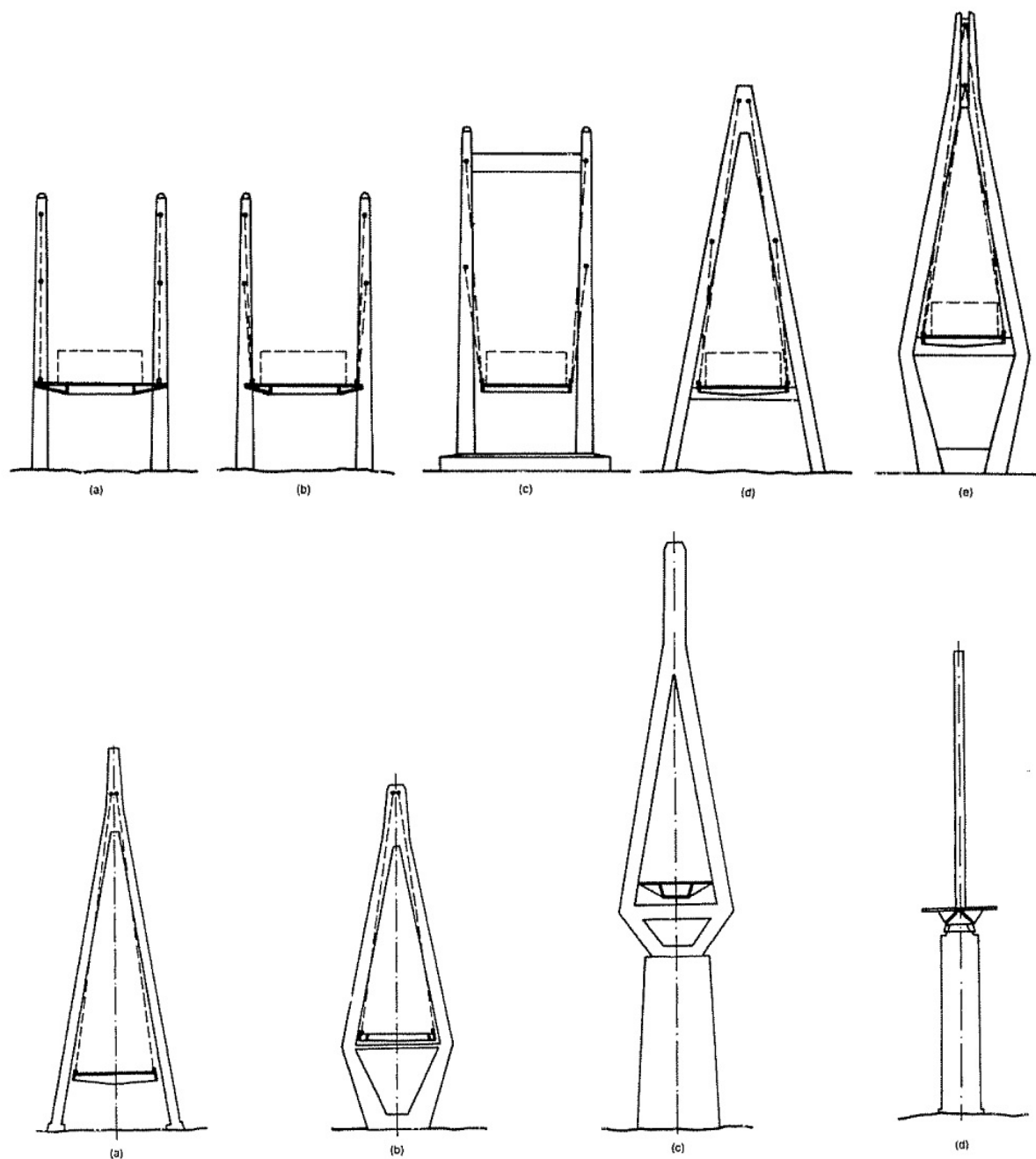


Fig. 135 Tipuri de piloni la podurile pe cabluri portante

III.3.1 Date generale

Pilonii podurilor hobanate sunt supuși la compresiuni foarte mari datorită faptului că susțin aproape toată greutatea proprie și încărcările permanente ale structurii. De obicei secțiunile foarte zvelte pot ridica probleme datorită riscului de pierdere a stabilității.

În principiu, pilonul este o structură tip stâlp, care spre deosebire de un stâlp

obișnuit, unde momentul generat de încărcările orizontale din vânt determină dimensiunile, încărcarea decisivă pentru un pilon de pod va fi forța axială dată de componentele verticale ale forțelor din cablurile atașate de pilon.

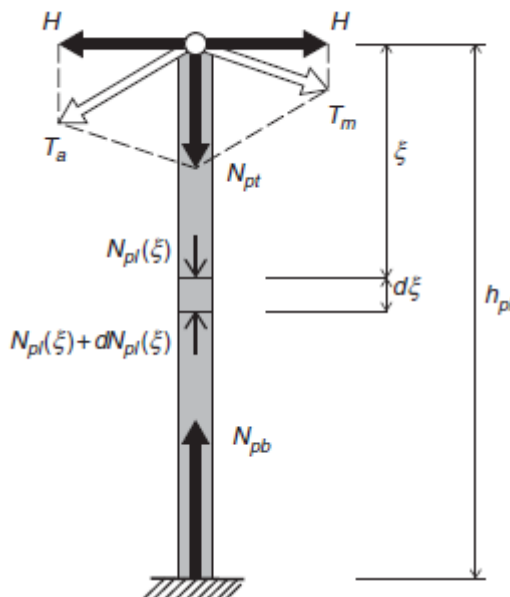


Fig. 136 Forțe verticale acționând asupra pilonului

- Pornind de la relația dintre greutatea pilonului și înălțimea lui definită astfel:

$$N_{pl}(\xi) + dN_{pl}(\xi) = N_{pl}(\xi) + \frac{\gamma_{pl}}{f_{pld}} N_{pl}(\xi) d\xi$$

$$N_{pl}(\xi) = N_{pt} \exp\left(\frac{\gamma_{pl}}{f_{pld}} \xi\right)$$

$$Q_{pl} = N_{pb} - N_{pt} = N_{pt} \left[\exp\left(\frac{\gamma_{pl}}{f_{pld}} h_{pl}\right) - 1 \right]$$

Eq. 115

- Unde f_{pld} este între 60 și 80 % din f_{yd} pentru metal sau f_{cd} pentru beton
- Q_{pl} = greutatea pilonului

Putem observa în figura 132 relația dintre înălțimea pilonului și raportul Q_{pl}/N_{pl} pentru diferitele valori ale raportului f_{pl}/γ_{pl} , unde f_{pl} este rezistența disponibilă pentru încărcări axiale de compresiune pe secțiunea transversală a pilonului. (Niels J. Gimsing, 2012)

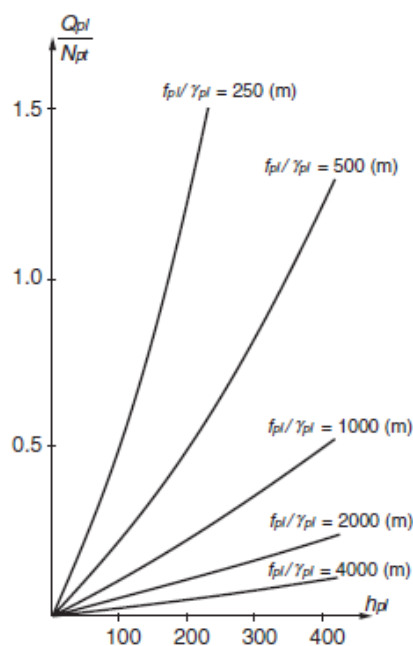


Fig. 137 Relația dintre greutatea relativă a pilonului și înălțimea sa

III.3.2 Comportarea structurală a pilonului

Forța N_{pt} acționând la vârful pilonului va fi rezultanta tuturor componentelor verticale ale forțelor din cabluri în punctul de suport. Astfel, pentru cazul simplu din figura 138 de mai jos, ecuația de echilibru se poate scrie astfel:

$$T_A + T_B = R_T \quad \text{Eq. 116}$$

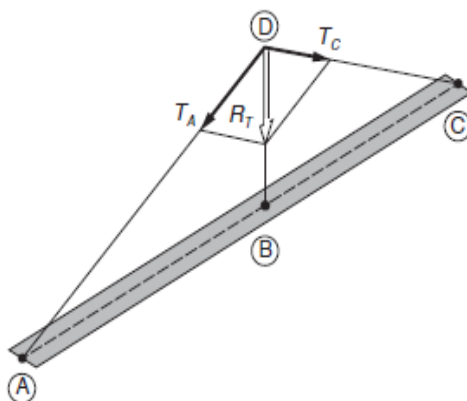


Fig. 138 Rezultantele R_T ale forțelor din cabluri acționând în vârful pilonului

Forța R_T acționează în același plan cu planul definit de cabluri și ancoraje. Sub acțiunea încărcărilor laterale, tablierul se poate deforma în plan orizontal, astfel încât punctele de ancoraj A și C și baza pilonului B nu vor mai fi coliniare. (figura 139)

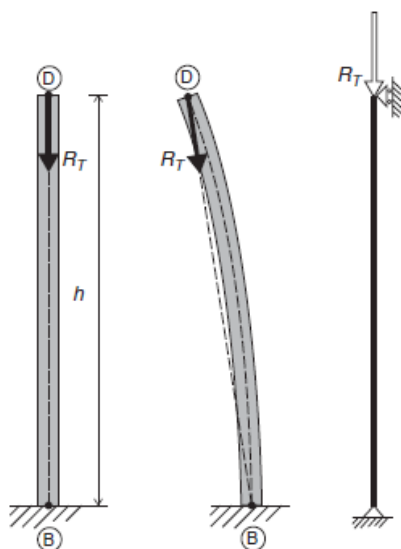


Fig. 139 Rezultanta R_T sub acțiunea deplasărilor laterale ale vârfului pilonului

În realitate pilonul nu este solicitat doar de rezultantele din cabluri, ci se mai adaugă și greutatea proprie a cablurilor, acțiunea vântului asupra cablurilor, precum și greutatea proprie a pilonului și acțiunea vântului asupra acestuia. (Figura 140)

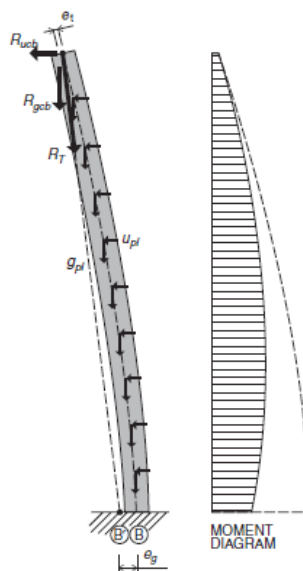


Fig. 140 Forțe care acționează asupra unui pilon și diagrama de momente

În cazul celorlalte tipuri de piloni, cum ar fi cel de tip portal, se dezvoltă o rigiditate laterală mult mai mare, astfel efectele de ordinul 2 devin mai puțin importante. (figura 141)

Într-o analiză lineară pentru acest tip de piloni, se pot înlocui forțele de la fiecare cablu cu câte o forță egală cu rezultanta forțelor din cablu.

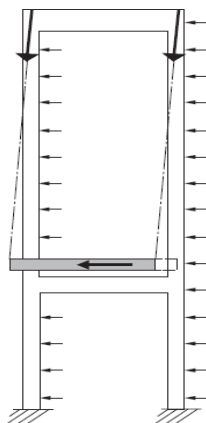


Fig. 141 Pilon tip portal

Pe direcție longitudinală podului, dimensionarea pilonului va fi puternic influențată de condițiile de rezemare ale întregii structuri. (Niels J. Gimsing, 2012)

III.3.2.1 Piloni articulați la baza

Cea mai simplă variantă din punct de vedere static este cazul în care pilonul este articulat la bază și sistemul de cabluri este prins în vârful pilonului. Astfel, forțele din cabluri vor acționa doar axial asupra pilonului. Și în această situație se vor înregistra momente din acțiunea vântului și din mica excentricitate la vârful pilonului. (Niels J. Gimsing, 2012)

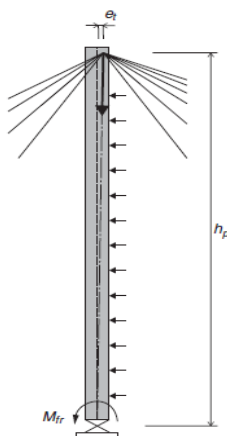


Fig. 142 Pilon articulat la baza

III.3.2.2 Piloni fixați la baza

La pilonii fixați la bază, se întâlnesc 4 cazuri (figura 143):

- a) Pilonii sunt fixați la bază, susținând un sistem hobanat auto-ancorat, cu toate reazemele de sub tablier deplasabile în sens longitudinal

- b) Pilonii sunt fixați la bază susținând un sistem hobanat auto-ancorat având tablierul susținut printr-un reazem fix ampatat la unul din capetele podului
- c) Pilonii sunt fixați la bază susținând un sistem hobanat ancorat de teren, cu toate reazemele tablierului deplasabile în sens longitudinal
- d) Pilonii sunt fixați de tablier și susțin sistemul de cabluri auto-ancorat

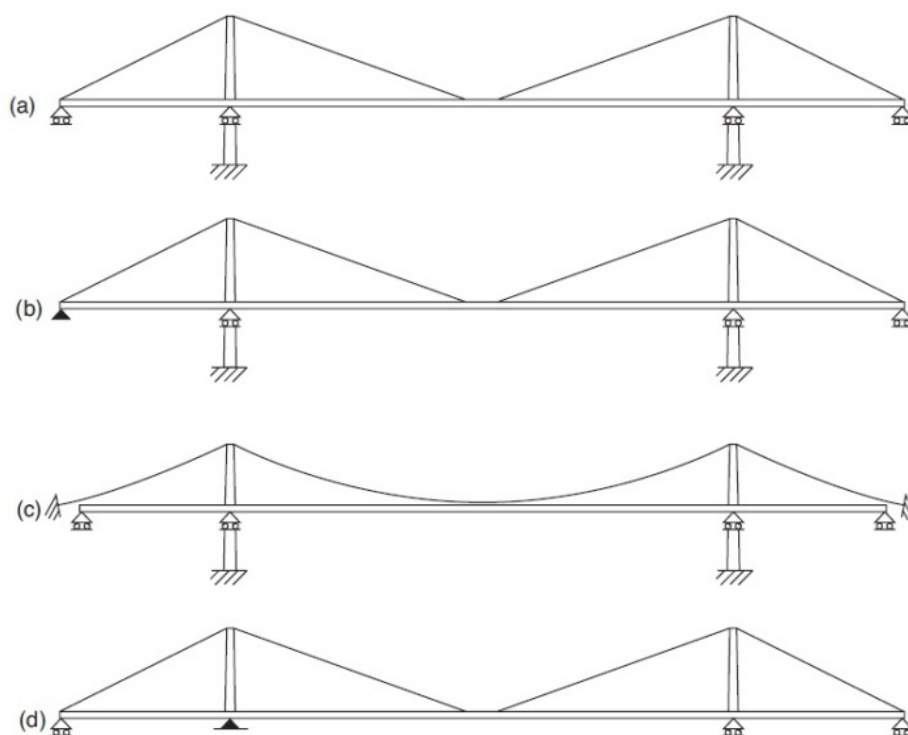


Fig. 143 Sisteme structurale cu piloni fixați la baza

În cazul a), deplasarea critică va fi caracterizată printr-o deplasare longitudinală a ambelor varfuri ale pilonilor în aceeași direcție (figura 144). Considerând și încărcările în sens longitudinal ale podului, va fi necesară o rigiditate la încovoiere sporită a pilonilor.

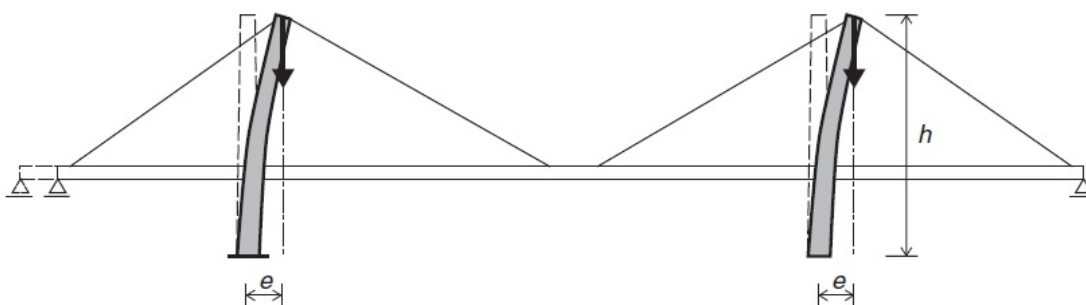


Fig. 144 Deformații simultane ale varfurilor pilonilor într-un sistem deplasabil longitudinal

În cazul b), toate forțele longitudinale care acționează asupra tablierului vor fi

transferate prin intermediul reazemelor fixe de la capete spre vârful pilonului, astfel pilonul nu va mai avea posibilitatea deplasării în sens longitudinal, asta însemnând o rigiditate necesară mai redusă, rezultând niște piloni mai zvelți (figura 145).



Fig. 145 Deplasare longitudinală limitată a vârfului pilonului în sistemul cu reazem fix la capăt

În cazul c), sistemul de hobane din deschiderea marginală fiind ancorat de teren, cablul principal de ancoraj (cel superior) va oferi, asemenea cablului din cazul b), un reazem longitudinal pentru vârful pilonului. Totuși, deplasările în sens longitudinal datorate încărcărilor permanente vor determina deplasări destul de mari ale vârfului pilonului.

În cazul d), pilonul este ancorat la capăt ca și în cazul b), dar datorită conexiunii rigide cu tabierul, momentele se vor transmite la baza pilonului. Astfel când analizăm flambajul pilonului, putem considera un reazem simplu la vârf și o încastrare la bază, fiind solicitat la încărcare axială N_{pl} și încărcări în sens longitudinal din vânt.

Dacă forța axială N_{pl} este mai mică decât forța critică de flambaj N_{cr} a pilonului cu vârful liber, pilonul va avea tendința de a se întoarce în poziție verticală. Asta înseamnă că pilonul se opune deplasării longitudinale δ_h cu forța ΔH , iar dacă forța axială N_{pl} este egală cu N_{cr} , atunci pilonul nu va opune rezistență împotriva deplasărilor laterale ale vârfului. Dacă forța N_{pl} este mai mare decât N_{cr} atunci pilonul are tendința de a-și mări deplasarea la vârf. (figura 146, 147) (Niels J. Gimsing, 2012)

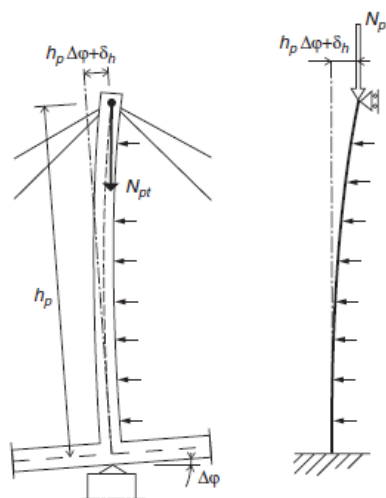


Fig. 146 Deplasarea vârfului pilonului fixat de tablier

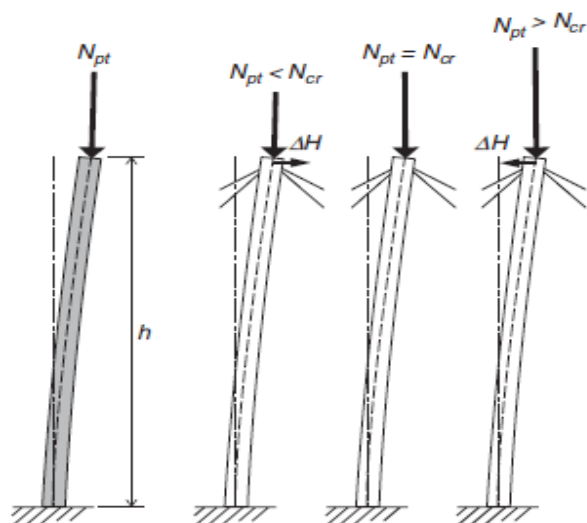


Fig. 147 Direcția forțelor orizontale din cabluri

Rezistența pilonului la deplasări orizontale ale vârfului se exprimă prin constanta de amortizare C definită prin:

$$C = \Delta H / \delta_h \quad \text{Eq. 117}$$

Pentru un pilon cu secțiune transversală constantă, constanta amortizării C va varia în funcție de forța axială N_{pl} . Constanta va fi pozitivă pentru $N_{pl} < N_{cr}$ și negativă pentru $N_{pl} > N_{cr}$. Pentru $N_{pl} = 0$, constanta va fi:

$$C = \frac{\pi^2}{8h} N_{cr} = \frac{\pi^4 EI}{32 h^3} \sim 3.04 \frac{E}{h^3} \quad \text{Eq. 118}$$

- Momentul încovoietor M_{pb} la baza pilonului scade împreună cu N_{pt} :

$$M_{pb} = N_{pt} \delta_h + \Delta H h = (N_{pt} + Ch) \delta_h = \left[\frac{\pi^2}{8} N_{cr} + \left(1 - \frac{\pi^2}{8} \right) N_{pt} \right] \delta_h \quad \text{Eq. 119}$$

- $M_{pb} = 0$ pentru $N_{pl} = 5.8 N_{cr}$

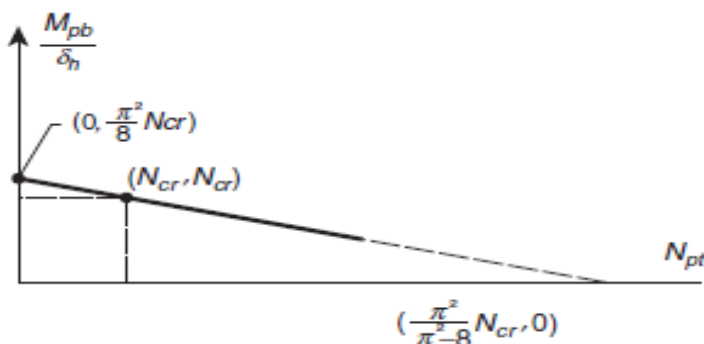


Fig. 148 Variația momentului la baza pilonului în raport cu forța N_{pl}

III.3.3 Sisteme cu un singur pilon

Pentru podurile având un singur plan al cablurilor amplasat în axul tablierului, pilonul poate fi ori conectat rigid de tablier (figura 149 a) sau să treacă printr-un gol în tablier (figura 149 b). (Niels J. Gimsing, 2012)

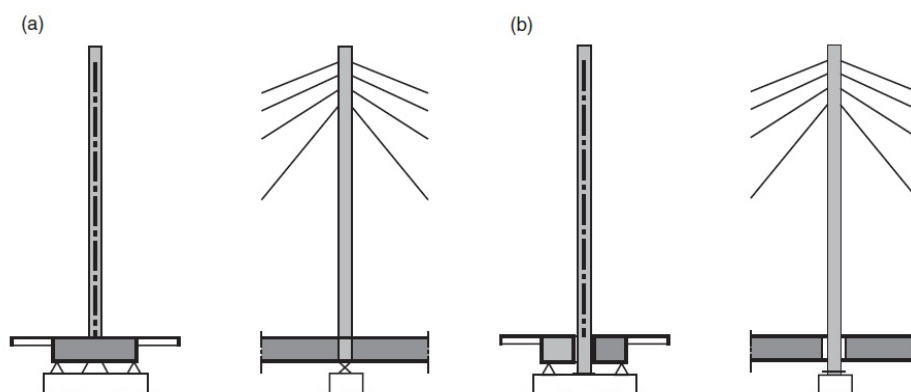


Fig. 149 Sisteme structurale pentru piloni centrali care susțin sisteme de cabluri într-un singur plan central

Stabilitatea laterală a pilonului în cazul b) este asigurată prin fixarea dintre baza pilonului și pilă și prin cele două reazeme ale tablierului.

Pentru structurile având un singur plan al cablurilor dispus central, pot fi de asemenea utilizați pilonii în formă de A, având două elemente înclinate de o parte și de alta a tablierului. (Figura 150) Datorită transmiterii neuniforme a forțelor verticale, această soluție devine din start mai costisitoare. Totodată, această soluție este mai puțin utilizată în cazul în care se solicită prin tema de proiectare proiectarea unui tablier de lățimi mari, pentru că gabaritul vertical impus determină unghiul și înălțimea pilonilor și lățimea pilei.

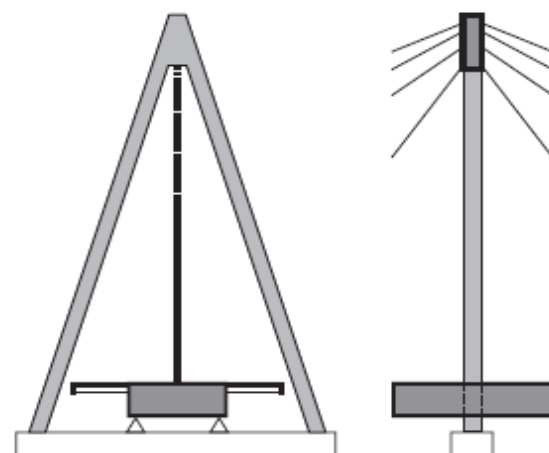


Fig. 150 Pilon în formă de "A" susținând sisteme de cabluri într-un singur plan central

III.3.4 Sisteme cu doi piloni independenți

La podurile cu două plane verticale ale cablurilor, pilonul poate fi compus din două coloane independente. Figura 151, a) prezintă o legătură rigidă dintre pilon și tablier, iar b), o rezemare directă a pilonului pe tablier. Trebuie menționat că în soluția b), este important ca axul pilonului să coincidă cu axul planului cablurilor, pentru a evita momente încovoietoare la baza pilonului. Astfel, amplasarea ancorajelor se poate realiza în afara tablierului prin console ale tablierului. (Niels J. Gimsing, 2012)

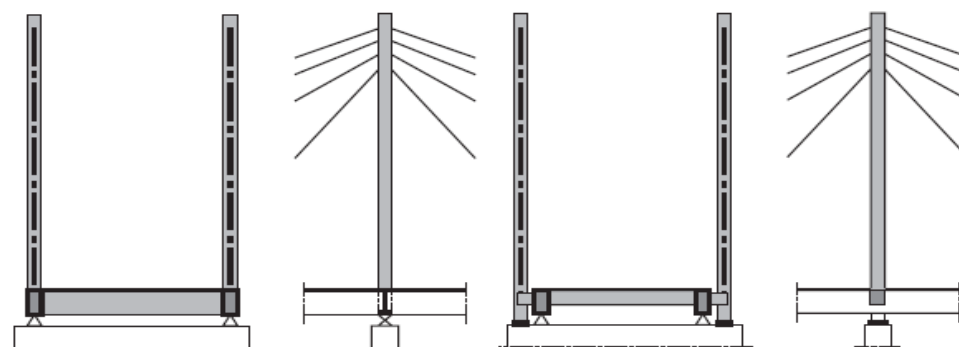


Fig. 151 Sisteme structurale cu doi piloni independenți

III.3.5 Sisteme cu piloni tip portal

La podurile la care lățimea tablierelor depășește distanța dintre planele cablurilor este recomandată introducerea unei grinzi transversale la vârful. (Figura 152)

Rezistența la acțiunile laterale din vânt asupra pilonilor ca urmare a introducerii grinzii transversale la vârful celor doi piloni verticali nu este mult îmbunătățită. Momentul încovoietor în pilonii de acest tip este redus cu numai cca. 70% comparativ cu soluția cu piloni independenți. (Figura 153) (Niels J. Gimsing, 2012)

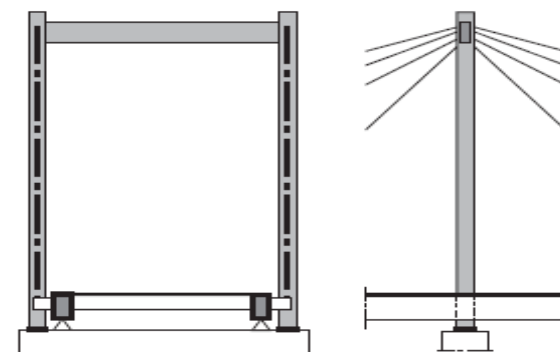


Fig. 152 Sistem de pilon tip portal având picioarele conectate printr-o grinda transversală la partea superioară

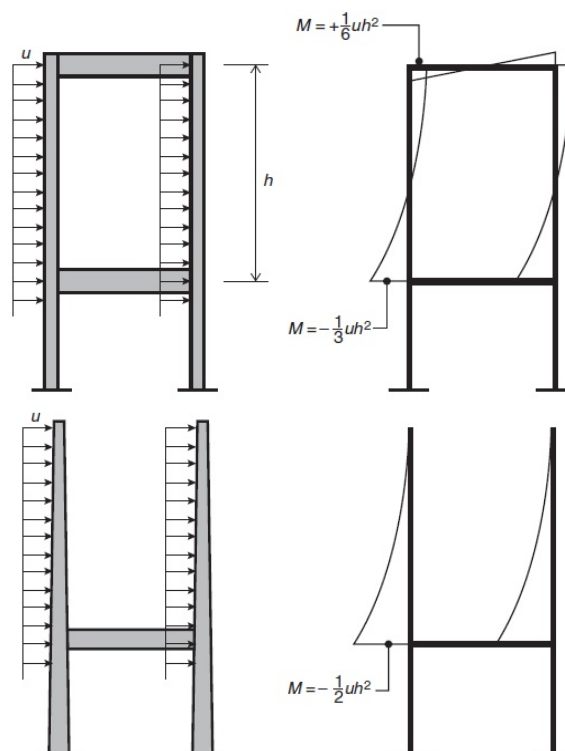


Fig. 153 Comparatie momentele din vant pilon cu grinda transversală si pilon cu picioare independente

III.3.6 Sectiuni transversale ale pilonului

Forța axială din cabluri reprezintă acțiunea predominantă la proiectarea secțiunii transversale a pilonului. Pilonii metalici de dimensiuni moderate au în general forme poligonale-pătratice închise. Datorită cerințelor de proiectare și a exigențelor arhitecturale de a proiecta piloni cât mai zvelți, grosimile pereților sunt foarte mari, cuprinse între 25mm și 100 mm. Pilonii metalici sunt deseori fabricați pe segmente, îmbinările fiind realizate la fața locului.

Datorită eforturilor mari de compresiune din pilon, este necesară rigidizarea eficientă a panourilor individuale împotriva pierderii stabilității. Rigidizarile longitudinale alcătuiesc o parte din secțiunea transversală disponibilă pentru transmiterea compresiunii. (Figura 154) (Niels J. Gimsing, 2012)

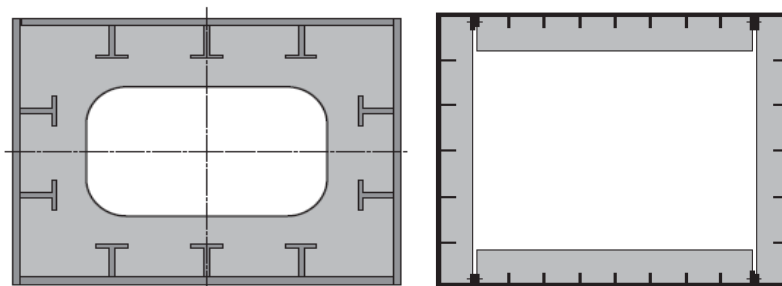


Fig. 154 Sectiuni transversale prin pilon metalic

Pilonii realizați din beton au o secțiune transversală casetată în cele mai multe cazuri dar datorită efortului axial mare, grosimea peretelui este relativ mare. Verificarea curgerii lente a betonului și a relaxării betonului considerând variațiile mari ale eforturilor, în special în zona ancorajelor, dar și la baza acestuia, trebuie considerate în analiză. (Figura 155)

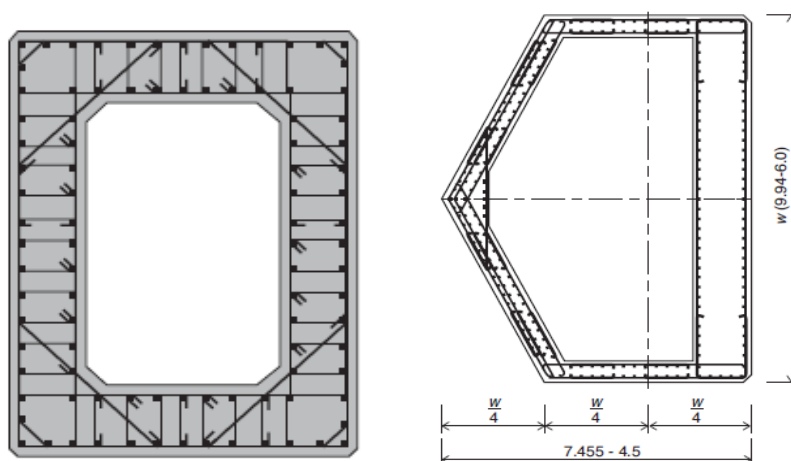


Fig. 155 Secțiuni transversale prin pilon din beton armat

III.4 TABLIERELE ȘI GRINZILE DE RIGIDIZARE PENTRU PODURI SUSPENDATE ȘI HOBANATE

Tablierul este elementul structural supus la majoritatea încărcărilor exterioare. Încărcarea din trafic, greutatea proprie și încărcările din vânt sunt semnificativ mai importante pentru tablier decât pentru sistemul de cabluri.

Tablierul trebuie să asigure transferul încărcărilor locale cablurilor, prin intermediul ancorajelor. La podurile suspendate, tablierul se poate considera ca o grindă continuă rezemată pe reazeme elastice (suspensorii), iar în cazul podurilor hobanate se adaugă suplimentar o componentă orizontală a forței din cabluri ce crește cu cât punctul de aplicare este mai aproape de piloni. (Figura 156)

Componenta orizontală transmisă este favorabilă tablierelor din beton întrucât reduce tensiunile cauzate de momentele încovoietoare prin crearea efectului de precomprimare. Acest lucru nu este valabil în cazul tablierelor metalice, acestea fiind susceptibile la pierderea stabilității și astfel fiind necesare rigidizări suplimentare ale panourilor pentru a evita pierderea stabilității.

Echilibrul între ponderea în preluarea încărcărilor de un tablier rigid cu ajutorul acestuia de către sistemul de cabluri sau preluarea încărcărilor de sistemul de cabluri

trebuie găsit, astfel cunoașterea rigidității tablierului este foarte importantă în conceptul de structuri pe cabluri portante. (Niels J. Gimsing, 2012)

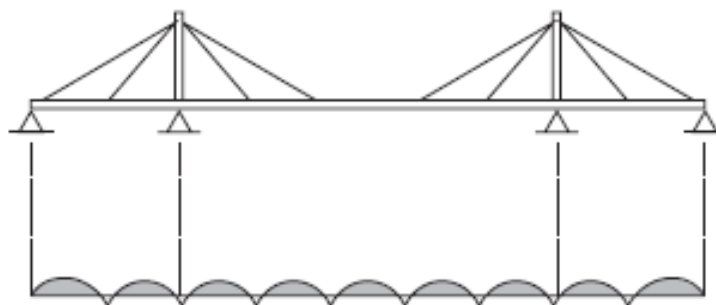


Fig. 156 Variația momentului în lungul tablierului

III.4.1 Rigiditatea tablierelor

Participarea tablierului la preluarea sarcinilor exterioare depinde de configurația sistemului structural, astfel rolul tablierului se poate defini astfel :

- Să preia și să distribuie încărcările locale între punctele de ancoraj ale cablurilor
- Să contribuie la preluarea globală a încărcărilor în completarea sistemului de cabluri
- Să distribuie forțele concentrate (figura 157)

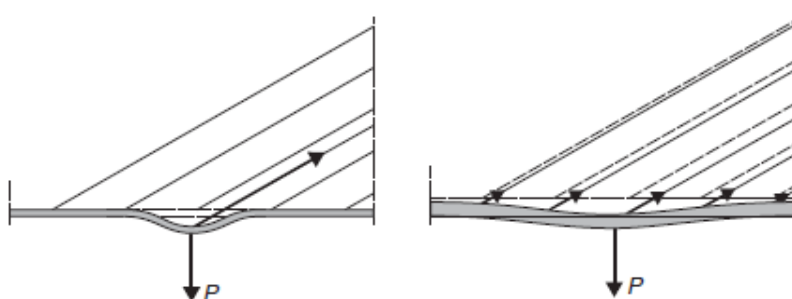


Fig. 157 Distribuția momentelor încovoietoare în tablier

Considerând că aceste structuri au în general deschideri mari, rigiditatea în secțiune transversală a tablierului va trebui evaluată corespunzător pentru efectul încărcărilor laterale din vânt sau seism asupra acestuia și a asupra sistemului de cabluri. Încărcările laterale asupra sistemului de cabluri crează un balans asupra întregii structuri. (Figura 158)

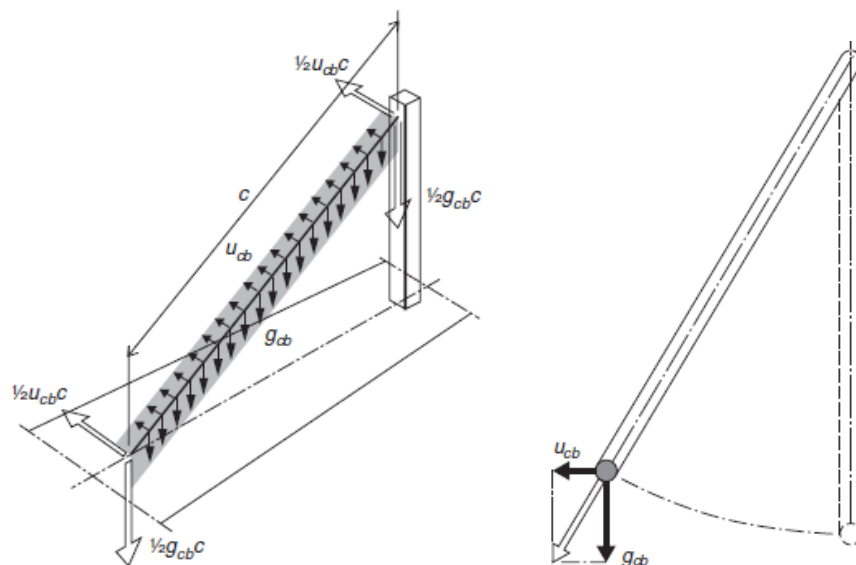


Fig. 158 Transmiterea eforturilor laterale

În figura 159 de mai jos se prezintă câteva moduri de alcătuire a schemelor statice pentru încărcările laterale la structurile suspendate sau hobanate, neancorate la teren. În figura (a) tablierul este alcătuit din trei deschideri simplu rezemate, astfel încărcarea laterală va genera momente pozitive corespunzătoare fiecărei deschideri. În figura (b) tablierul este articulată la mijlocul deschiderii, caz în care momentele negative se vor distribui pe întreaga lungime a tablierului. În figura (c) se prezintă un tablier continuu, astfel că momentele variază de la pozitive în mijlocul deschiderii, la negative în dreptul pilonilor, observând o reducere a valorilor momentelor încovoietoare în comparație cu celelalte sisteme. Astfel, se consideră avantajoasă alegerea unui tablier continuu astfel încât momentul încovoietor din tablier în jurul axei verticale să se distribuie asemenea unei grinzi continue între piloni. (Niels J. Gimsing, 2012)

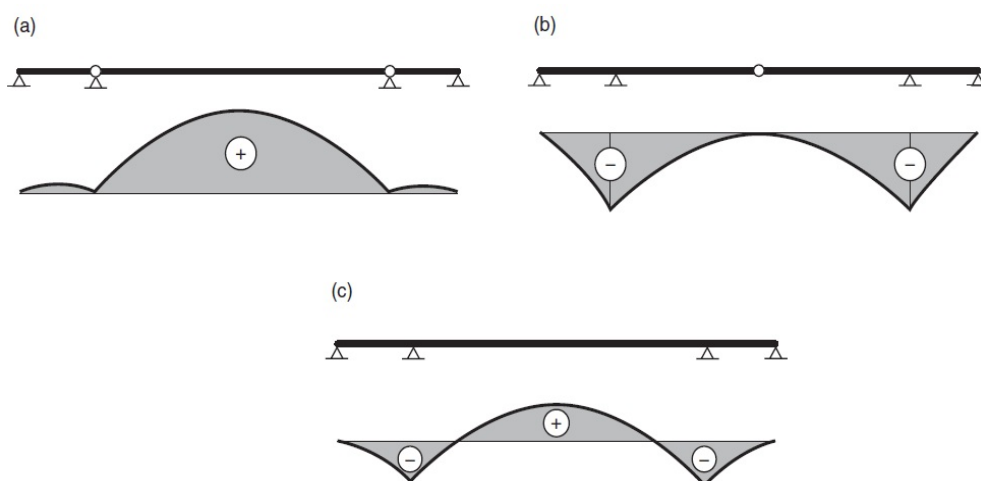


Fig. 159 Scheme statice pentru tabliere încărcate transversal

III.4.2 Distribuția greutății proprii în tablier

Distribuția momentelor din greutate proprie se descriu ca momentele $M_{g,i}$, din punctele de ancoraj ale cablurilor și suprapuse cu greutatea proprie $g_{i,i+1}$ dintre două puncte consecutive de ancoraj. (Figura 160, 161)

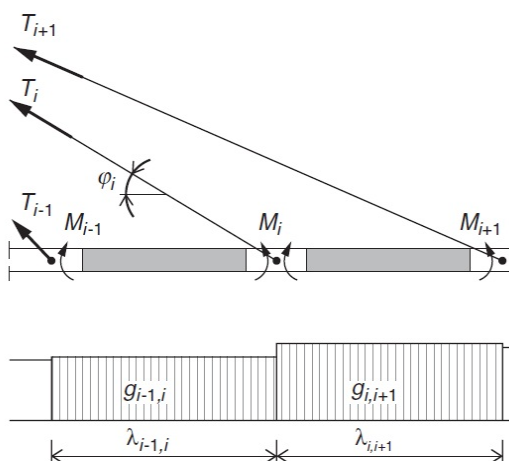


Fig. 160 Distribuția momentelor din greutate proprie

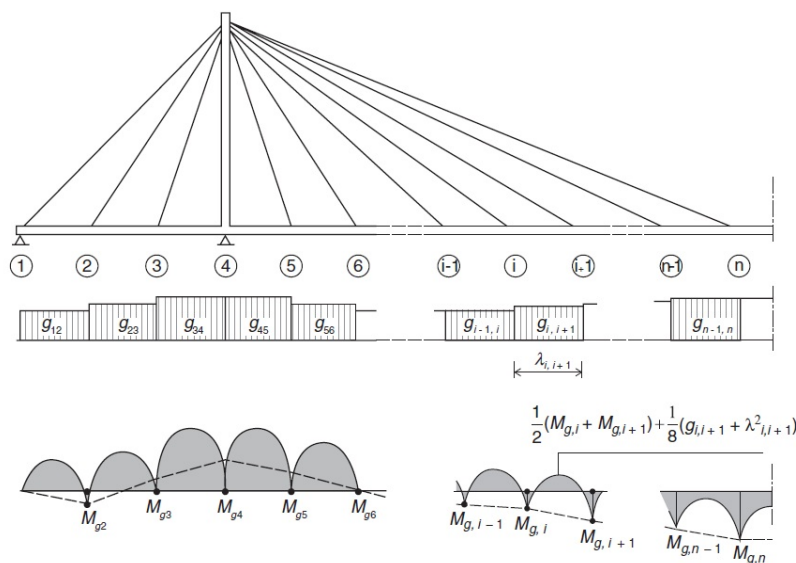


Fig. 161 Distribuția momentelor încovoietoare în noduri la poduri hobanate

Din condiția de echilibru se determină eforturile din cabluri cu formula de mai jos.

$$T_i = \left(\frac{1}{2} (g_{i-1,i} \lambda_{i-1,i} + g_{i,i+1} \lambda_{i,i+1}) + \frac{M_{i-1} - M_i}{\lambda_{i-1,i}} + \frac{M_{i+1} - M_i}{\lambda_{i,i+1}} \right) \frac{1}{\sin \phi_i} \quad \text{Eq. 120}$$

În cazul podurilor suspendate unde nu există o forță axială în tablier care să stabilizeze eforturile, se urmărește reducerea momentului din greutate proprie a tablierelor prin dispunerea suspensorilor la distanțe reduse unul față de celălalt. (Figura 162)

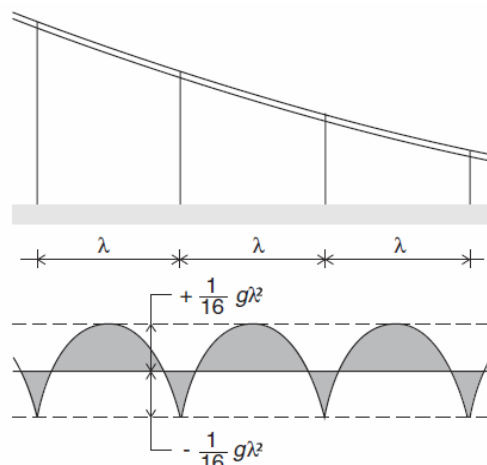


Fig. 162 Distribuția momentelor încovoietoare în noduri la poduri suspendate

III.4.3 Rigiditatea la torsiune a tablierelor

Rigiditatea la torsiune necesară în tablier ține cont de sporul de rezistență la torsiune oferită de sistemul de cabluri. Astfel, la un pod cu un singur plan central de cabluri, stabilitatea întregului sistem supus la acțiuni din trafic acționând excentric depinde în totalitate de rigiditatea torsională a tablierului. (Figura 163)

La podurile cu două plane ale sistemelor de cabluri amplasate în lungul muchiilor tablierului, rigiditatea torsională a tablierului nu este esențială, dar poate conduce la o distribuție favorabilă a forțelor între cele două plane.

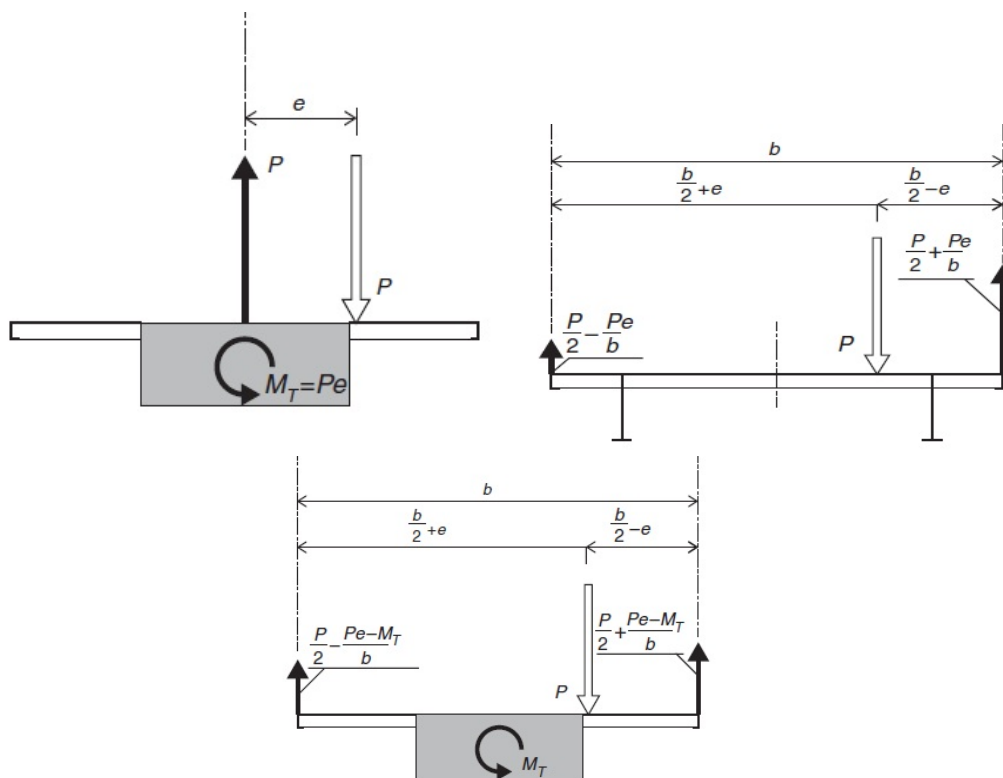


Fig. 163 Transmiterea unei încărcări excentrice

III.4.4 Secțiunea transversală

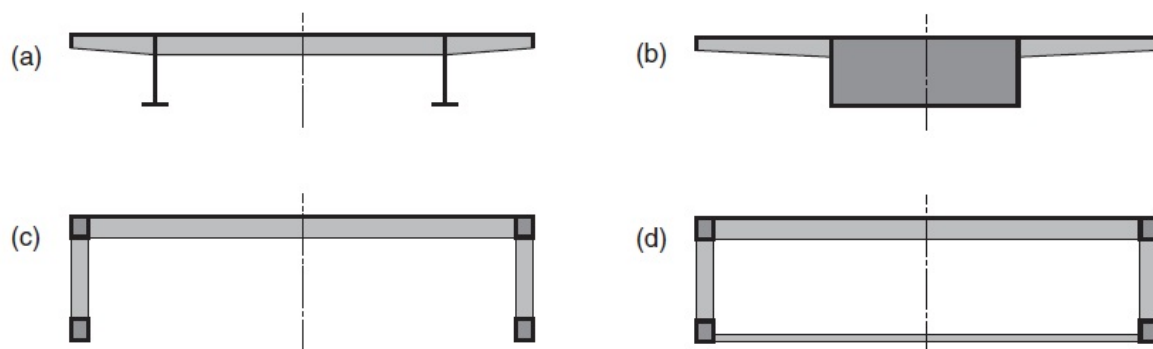


Fig. 164 Secțiuni transversale de baza pentru tabliere

În secțiunea transversală din figura 164 a), tablierul este alcătuit dintr-un platelaj metalic ortotrop și două grinzi verticale cu inima plină. Pentru că secțiunea este deschisă, rigiditatea transversală este nesemnificativă, prin urmare este esențial ca antretoazele și sistemul de cabluri să ofere rezistența la torsiune necesară.

În secțiunea transversală b), tablierul are o secțiune casetată și prin urmare o rigiditate la torsiune ridicată. Astfel, această secțiune se poate utiliza în cazul sistemelor unde hobanele nu pot oferi suportul torsional necesar.

Secțiunea transversală c) corespunde cu a) făcând excepție alcătuirea grinzilor verticale, substituite cu zabrele. Aceasta alcătuire nu influențează în mod semnificativ rigiditatea la torsiune.

Pentru cazul d) alcăuirea unei casete zăbrelite corespunde proprietatilor de rigiditate ale tablierului casetat.

La podurile având o lățime mare a tablierului, deschiderea antretoazei devine considerabilă, devenind necesară introducerea unui lonjeron în axul tablierului, pentru a reduce momentele.

În continuare se ilustrează câteva exemple de alcătuire a secțiunii transversale a tablierelor la podurile suspendate și hobanate.

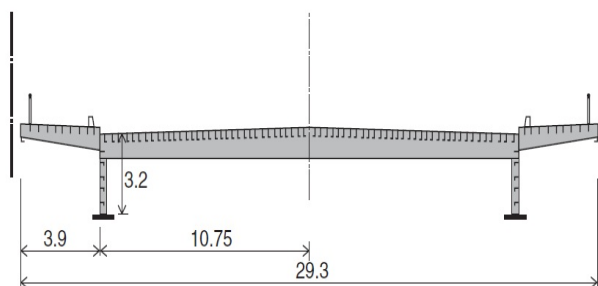


Fig. 165 Tablierul podului Knie

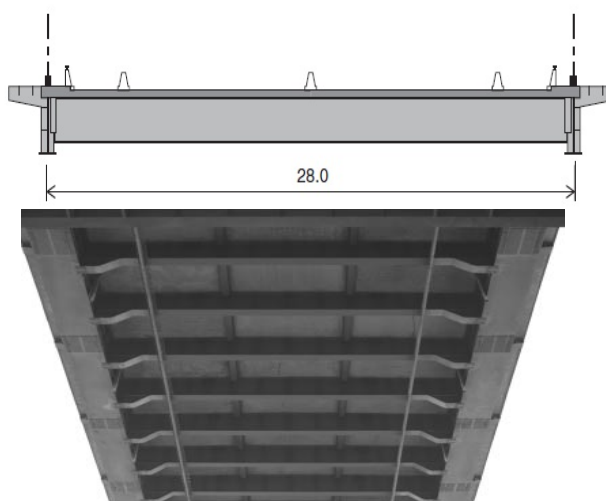


Fig. 166 Tablierul podului Alex Fraser

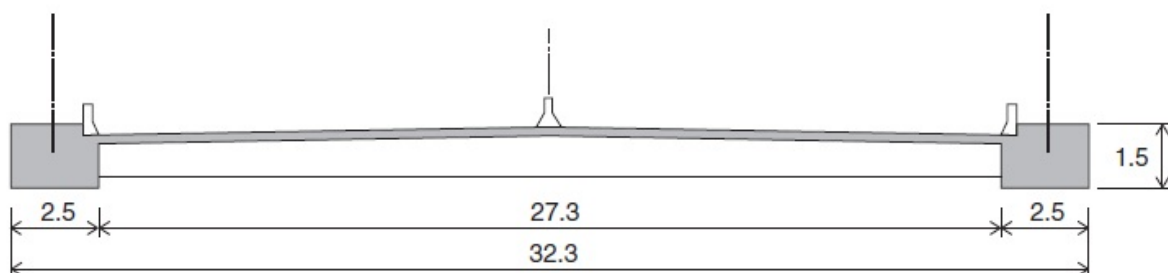


Fig. 167 Secțiune transversală prin tablier de beton armat

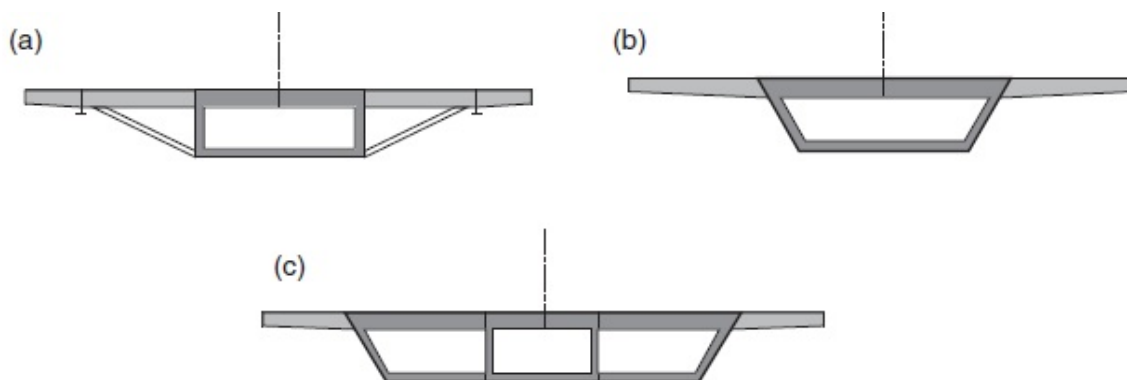


Fig. 168 Secțiuni transversale pentru tabliere cu un singur plan central de cabluri

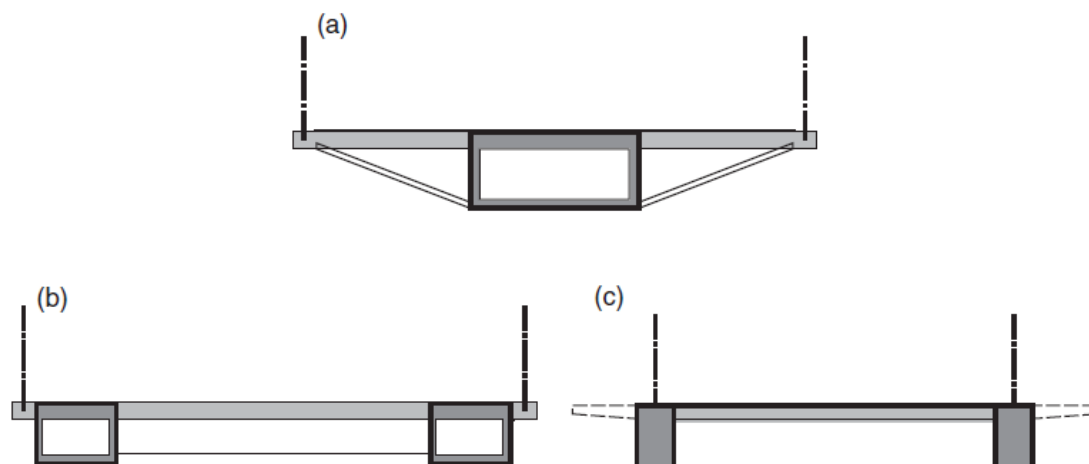


Fig. 169 Secțiuni transversale tipice pentru tablierele susținute de două plane de cabluri

III.5 Aeroelasticitatea structurilor pe cabluri portante

Efectele dinamice asupra structurilor pe cabluri portante sunt cheia rezolvării analizei structurale. La podurile având deschideri mai mari de 100 m nu este suficientă modelarea digitală pentru reproducerea efectelor acțiunilor din vânt, ploaie și efecte combinate. Este obligatoriu să se efectueze determinări experimentale pe modele la scară în tunelul de vânt.

În ceea ce privește aeroelasticitatea podurilor hobanate și suspendate se disting două etape: Studiul aeroelasticității cablurilor și studiul aeroelasticității tablierelor.

Având în vedere complexitatea analizei, în prezenta lucrare de cercetare se prezintă câteva noțiuni de bază referitoare la acest capitol, fiind astfel oportună extinderea cercetărilor în acest sens. În bibliografia menționată sunt prezentate studii care prezintă detaliat efectele dinamice asupra structurilor având cabluri portante.

Eurocodul SR EN 1993-1-11 prezintă criteriile de bază pentru verificarea cablurilor sub acțiuni dinamice.

Pentru cabluri exterioare (de exemplu hobane) se recomandă să se analizeze orice vibrații induse de vânt în timpul montajului și după execuție, precum și influențele acestora asupra siguranței.

Forțe aerodinamice asupra cablurilor pot fi generate de:

- a) excitații “flutter” (din turbulențe ale curenților de aer)
- b) desprinderea vârtejurilor (din turbioanele von Karman în siajul din spatele cablului)
- c) galopare (auto-indusă)
- d) galoparea în siaj (interacțiunea fluid-elastică a cablurilor învecinate)
- e) interacțiunea dintre vânt, ploaie și cablu

Galoparea nu este posibilă pe un cablu cu secțiune transversală circulară din motive de simetrie. Acest fenomen poate apărea la cabluri la care formele s-au modificat, din cauza depunerii unor straturi de gheață sau de praf. Forțele produse de c), d) și e) sunt funcție de mișcarea cablului (feedback) și sunt datorate instabilității aeroelastice rezultate, care conduce la vibrații de amplitudine mare care încep la viteza critică a vântului. Atâta timp cât mecanismul de excitare dinamică nu poate fi modelat cu acuratețe suficientă pentru a putea elabora predicții de încredere, se recomandă luarea de măsuri pentru limitarea vibrațiilor neprevăzute.

Vibrațiile cablurilor pot fi de asemenea cauzate de forțe dinamice care acționează pe alte părți ale structurii (tablier, pylon).

Acest fenomen este deseori numit „excitare parametrică” și stă la originea vibrațiilor de mare amplitudine atunci când perioadele proprii ale cablului și ale structurii se suprapun.

Măsuri pentru limitarea vibrațiilor cablurilor

Se recomandă ca structurile susținute de cabluri să fie monitorizate în privința vibrațiilor excesive induse de vânt sau de ploaie, fie prin examinare vizuală, fie prin metode care permit o determinare mai exactă a amplitudinilor, a modurilor de vibrație și a frecvențelor acestora.

Se recomandă ca la proiectarea unei structurii pe cabluri să se prevadă posibilitatea luării unor măsuri pentru controlul vibrațiilor în timpul execuției sau după aceasta.

Astfel de măsuri pot include:

- a) modificarea suprafeței cablului (forma aerodinamică);
- b) dispozitive de amortizare;

- c) cabluri stabilizatoare (de exemplu cabluri de ancoraj cu îmbinări corespunzătoare).

Estimarea riscurilor

Se recomandă ca vibrațiile cablurilor din cauza ploii sau a vântului să fie prevenite din faza de proiectare; aceasta poate implica utilizarea de hobane cu rețea de legătură.

Riscul de vibrații crește cu creșterea lungimii hobanei. Hobanele scurte (mai puțin de aproximativ 70 m până la 80 m) nu implică în general nici un risc, cu excepția cazului când rezonanța parametrică apare la o structură instabilă în mod particular (geometrie defavorabilă și tablă flexibilă). Prin urmare, amortizorii nu sunt necesari pentru hobane scurte.

Se recomandă ca pentru hobanele lungi cu lungime mai mare de 80 m să se prevadă instalarea de amortizori astfel încât fracțiunea din amortizarea critică să depășească 0,5 %. Este posibil să se renunțe la amortizori la hobanele de capăt, unde este puțin probabil să apară deplasări majore ale ancorajelor, dat fiind că deschiderea este mică.

Se recomandă ca riscul de rezonanță parametrică să fie evaluat din faza de proiectare, pe baza unei analize detaliate a modurilor de instabilitate ale structurii și ale hobanelor, luând în considerare raportul frecvențelor și deplasarea ancorajelor pentru fiecare mod.

Se recomandă luarea de măsuri pentru a evita suprapunerea frecvențelor, de exemplu situații în care frecvența proprie a hobanei Q este într-o vecinătate de 20 % a frecvențelor sau $2\pi\omega$ ale structurii. Dacă este necesar, se pot utiliza cabluri stabilizatoare pentru a schimba frecvențele proprii ale hobanelor.

Pentru confortul și siguranța utilizatorilor, se recomandă limitarea amplitudinii vibrațiilor hobanei prin utilizarea unui criteriu de răspuns astfel încât la o viteză moderată a vântului de 15 m/s, amplitudinea vibrațiilor hobanei să nu depășească $L/500$, unde L este lungimea cablului.

III.6 SISTEME CU CABLURI LA STRUCTURI ÎN ARC CU TIRANT

III.6.1 Clasificarea sistemelor cu rețea de cabluri la structuri în arc

Un pod în arc cu tirant este o structură în care compresiunea arcului este echilibrată de o forță de tracțiune care se dezvoltă în coarda inferioară, fără a genera împingeri laterale la capetele arcelor. Forțele preluate de tablă sunt transmise arcelor prin intermediul elementelor de tip cablu. (Figura 170)

Principala diferență în comparație cu celelalte tipuri de poduri în arc, este aceea că în cazul arcurilor cu tirant, componentele orizontale sunt reținute de coarda de jos și nu de reacțiunile laterale ale culeelor. Eliminând forțele orizontale de la nivelul culeelor, aceste poduri au avantajul unor infrastructuri mai puțin masive, asemenea grinzilor simplu rezemate, fiind solicitate doar axial, ceea ce este benefic în cazul realizării infrastructurilor înalte la viaducte sau unde situația o impune. Un alt avantaj constă în posibilitatea de prefabricare a podurilor în arc cu grindă tirant și montarea acestora la poziție. Raportul dintre săgeata arcelor și deschiderea acestora (f/L) variază în general între 0.15 și 0.2. (BRITO, 2009)

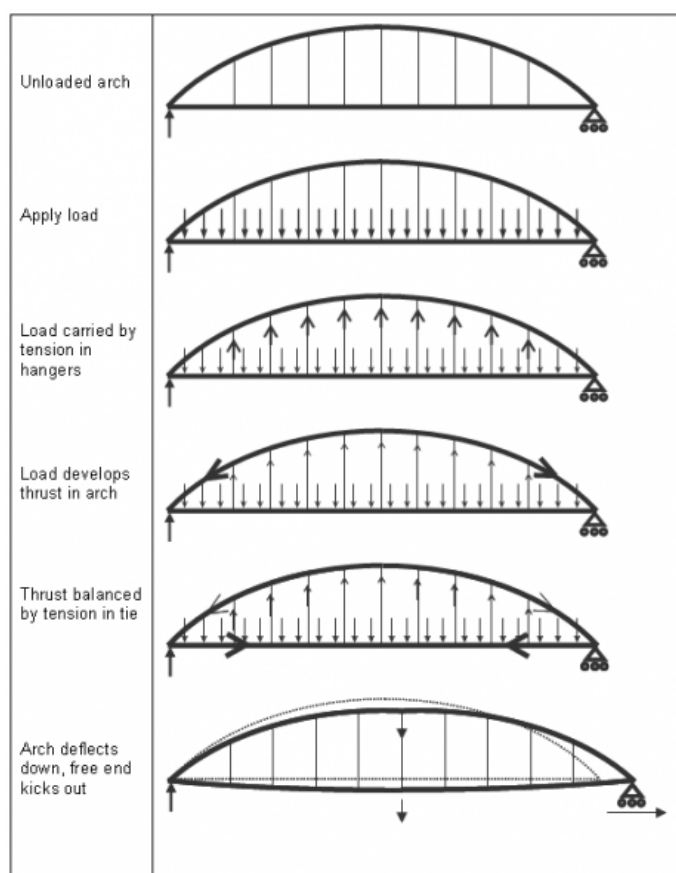


Fig. 170 Distribuția încărcărilor în arcul cu tirant

Podurile în arc cu tirant pot fi alcătuite dintr-un singur plan al arcelor, două plane (cel mai uzual) sau chiar mai multe. Forma arcelor utilizată poate fi arc de cerc, catenară sau parabolică, fiind stabilită de proiectant în funcție de condițiile impuse de încărcările permanente. Arcele se pot dispune paralel sau pot fi înclinate spre interior sau spre exterior.

În funcție de modul de dispunere a tiranților, se disting trei categorii principale:

- Sistemul Langer, unde tiranții sunt dispuși vertical (Figura 171 a)

- Sistemul Nielsen-Lohse, unde tiranții sunt dispuși înclinat, cu intersecția acestora maxim o dată (Figura 171 b)
- Sistemul cu rețea de tiranți, unde aceștia se intersectează de cel puțin două ori. (Figura 171 c)

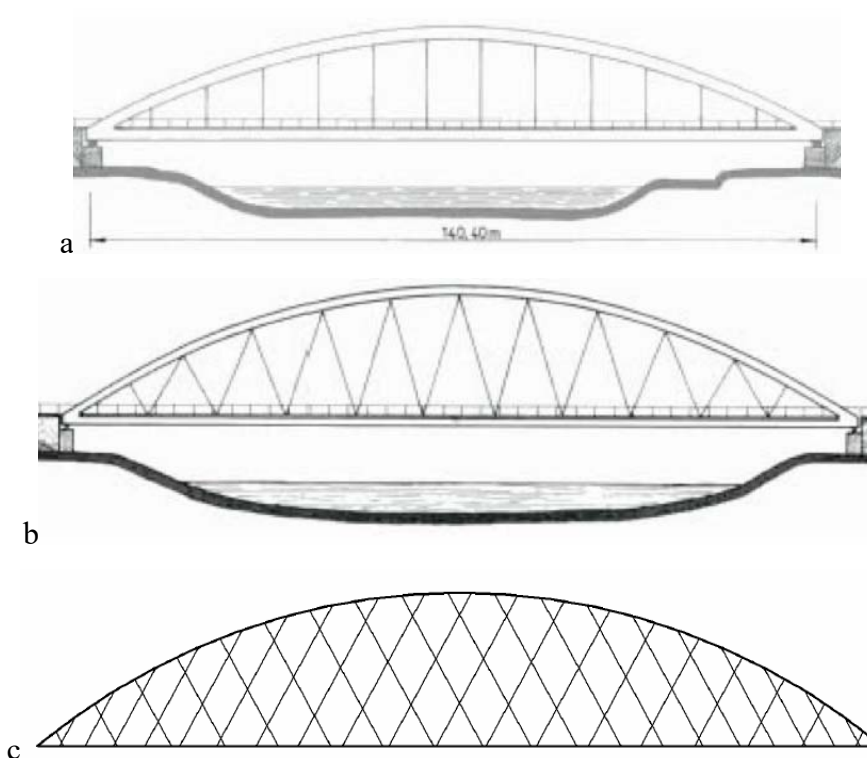


Fig. 171 Tipuri de configurații a cablurilor la podurile în arc cu tirant

În funcție de rigiditatea elementelor, podurile în arc cu tirant se pot încadra astfel:

- Arce rigide și tablier zvelt
- Tablier rigid și arce zvelte
- Tablier și arce echilibrate din punct de vedere al rigidității

III.6.2 Arcul cu tirant și cabluri verticale (Langer)

Se poate considera că un arc cu tirant se analizează asemenea unei grinzi simplu rezemate. Arcul este blocat longitudinal la un capăt, celălalt capăt fiind liber pentru a se deplasa.

În cazul arcurilor cu tirant tip Langer, încărcarea tablierului este transferată arcului prin intermediul cablurilor verticale, deoarece rigiditatea globală a arcului este mai mare decât rigiditatea tablierului. Transferul forțelor creează compresiune în arc, echilibrată de întinderea din grinda tirant. Arcul va tinde să își depărteze nașterile, fiind împiedicate de

prezența grinzii tirant. Rezultând o deplasare a capătului liber proporțională cu alungirea grinzii tirant.

Deși arcul cu tirant se aseamănă cu o grindă simplu rezemată, liniile de influență sunt specifice acestui tip de structură. Este evident că eforturile axiale maxime sunt generate atunci când întreaga deschidere este încărcată. Cu toate acestea, încovoierea maximă va avea loc pentru cazul de încărcare asimetric. O linie de influență tipică pentru încovoiere în arc este dată în figura 172 în partea stângă. În partea stângă se observă că linia de influență pentru un cablu vertical cuprinde de obicei un singur vârf. (https://www.steelconstruction.info/Tied-arch_bridges)

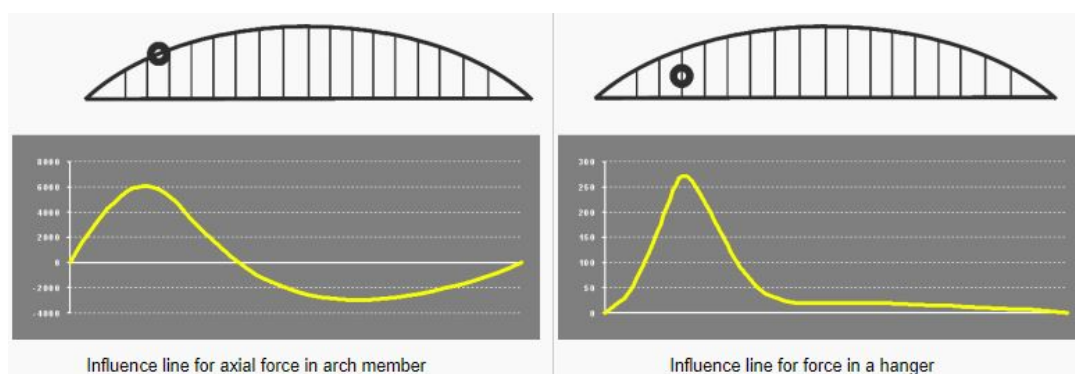


Fig. 172 Liniile de influență pentru arcul tip Langer

Efectele încărcărilor permanente în mod normal reprezintă eforturile principale în stabilirea secțiunilor. Deplasările tablierului pot fi controlate prin reglajul lungimii cablurilor.

Aplicarea cazurilor de încărcare din trafic se va face atât simetric cât și asimetric pentru a se potrivi liniilor de influență.

Încărcările transversale din vânt asupra arcului reprezintă eforturile de dimensionare a contravântuirilor. Este puțin probabil ca instabilitățile aerodinamice să fie o problemă datorită rigidității inerente și a frecvenței naturale ridicate ale arcului. Cu toate acestea, pentru perioade mai lungi de timp și în caz de incertitudini, trebuie luate în considerare testele în tunelul de vânt.

În funcție de tipul și natura parapeților dintre partea carosabilă și cabluri, poate fi necesar să se dimensioneze structura ținând cont de posibilitatea de pierdere accidentală a unui cablu. Aceasta este o situație accidentală de proiectare și, prin urmare, este considerată în mod normal cu valori caracteristice ale sarcinilor permanente și variabile. Totodată, va fi necesar să se permită înlocuirea a cablurilor. Aceasta fiind o acțiune planificată, de obicei

este posibilă reducerea încărcărilor pentru această situație de proiectare tranzitorie prin gestionarea traficului (de exemplu, fără încărcături anormale).

În general, o analiză elastică liniară este suficientă pentru tot proiectul, cu posibila excepție a rezistenței arcului la flambajul lateral. În cazul în care arcele sunt complet contravântuite, atunci regulile pentru rezistența la încovoiere a contravântuirilor pot fi aplicate normal. Dacă este prevăzut un sistem necontravântuit, atunci va fi necesară o analiză geometrică neliniară sau o analiză a frecvențelor pentru a stabili valorile și modurile critice elastice de flambaj. Regulile de determinare a zvelteții la flambajul în afara planului arcelor sunt prezentate în anexa D la SR EN 1993-2 (https://www.steelconstruction.info/Tied-arch_bridges)

III.6.3 Arcul cu tirant cu cabluri înclinate (Nielsen-Lohse; Rețea de cabluri)

Un pod în arc cu tirant având cabluri înclinate (figura 173 a, sistem Nielsen, b sistem rețea de cabluri) este o optimizare a eficienței arcelor cu tirant prin răspunsul tablierului la încărcările asimetrice.

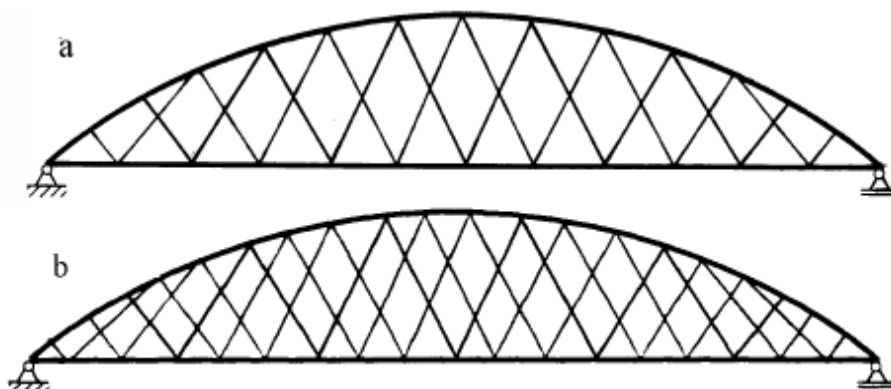


Fig. 173 Podul în arc cu tirant și cabluri înclinate

În acest caz, ca și în cazul arcului cu tirant și cabluri verticale, cablurile pot acționa doar în tensiune, dar în cazul cablurilor înclinate, acestea vor transfera și forța tăietoare din lungul deschiderii. În cazul în care se crește rigiditatea și secțiunea tiranților și sunt dispuși în triunghi, atunci structura devine ca o grindă cu zăbrele, existând un transfer total al forței tăietoare prin elementele triunghiulare. (Figura 174)

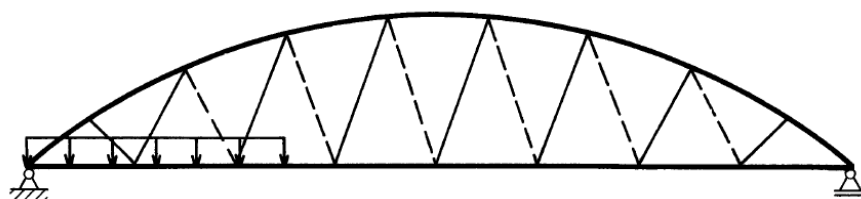


Fig. 174 Distribuția eforturilor la podul în arc sistem Nielsen-Lohse

În figura 175 se poate observa că arcul cu rețea de cabluri înclinate tinde să se comporte ca o grindă simplu rezemată sub încărcare asimetrică. Datorită rigidității sale mai mari, se vor produce deformații mai mici. Încărcarea asimetrică pe jumătate de deschidere va duce la deformații atât pe coarda superioară, cât și pe cea inferioară în cazul cablurilor verticale, iar în cazul celor înclinate se observă doar deformări ale coardei inferioare.

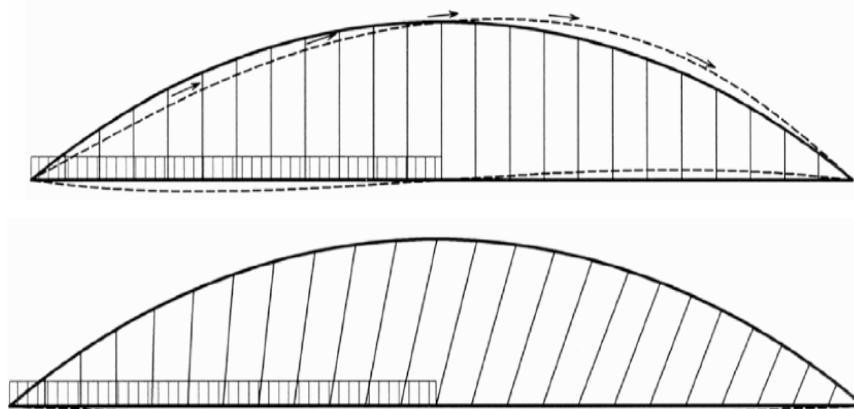


Fig. 175 Deformarea arcului cu tirant sub încărcări asimetrice

Ca o consecință, în cazul arcului tip Langer, încovoierea este un factor decisiv la stabilirea secțiunii grinzilor tirant, pe când în cazul cablurilor înclinate, încovoierea va apărea numai local, arcul și grinda tirant fiind supuse preponderent eforturilor axiale. (BRITO, 2009)

Figura 176 prezintă liniile de influență pentru momentele de încovoiere din arce la soluția cu cabluri verticale comparativ cu sistemul cu rețea de cabluri înclinați.

Se poate observa că în cazul încărcărilor asimetrice care guvernează dimensionarea secțiunilor arcului și a grinzii tirant din condiția de rezistență la încovoiere, în cazul sistemului cu rețea de cabluri distribuția momentelor în lungul elementelor principale este mult mai eficient realizată, cu momente de zece ori mai mici, astfel făcându-se economii semnificative prin reducerea secțiunilor. (Tveit, 2013)

Încovoierea în sens longitudinal nu guvernează proiectarea arcului cu rețea de cabluri. Transversal momentele de încovoiere sunt de obicei mai mari decât momentele longitudinale de încovoiere, fiind elementul decisiv în proiectarea grinzii tirant.

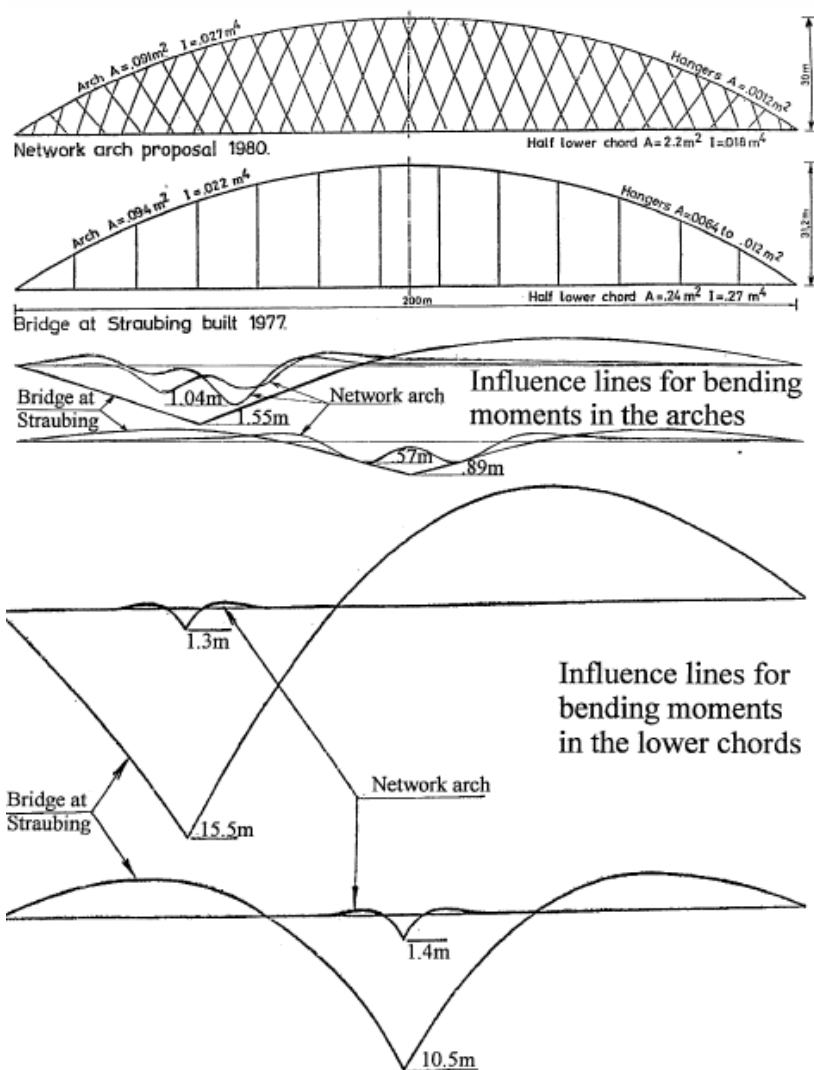


Fig. 176 Linii de influență comparative

Ancorajele cablurilor amplasate la echidistanță în lungul arcului dau momentul de încovoiere cel mai mic în cazul încărcării pe toată deschiderea. Două ancoraje la fiecare punct nodal rezultă într-o încovoiere mai mare datorită curburii locale și rezistență mai mică la flambaj. La realizarea analizei arcului cu cabluri înclinate se urmărește reducerea la minim a numărului de cabluri relaxate. În special cablurile din apropierea nașterilor au tendința să se relaxeze, iar relaxarea cablurilor determină creșterea eforturilor în arce și în grinda tirant, precum și reducerea rezistenței la flambaj. Atunci când cablurile se relaxează datorită încărcării asimetrice, este mai puțin important dacă cablurile se întâlnesc la punctele nodale ale arcului sau nu. Atunci când punctele nodale sunt distribuite uniform de-a lungul arcului, distanța dintre unele puncte de sprijin a acestuia se dublează pe zonele cu cabluri relaxate.

Cablurile sunt adesea amplasate la distanțe egale de-a lungul coardei superioare, pentru a simplifica execuția, conducând totodată la momente de încovoiere mai uniforme și mai mici și lungimi reduse de flambaj în lungul arcului. Ca o consecință, poziționarea nodurilor în coarda de jos este singura variabilă în aranjamentul sistemului. O alternativă constă în plasarea nodurilor la o distanță egală de-a lungul grinzii tirant, caz în care localizarea nodurilor din coarda superioară este singura variabilă. (BRITO, 2009)

Cu toate acestea, aceste cazuri de încărcare nu dau neapărat eforturi maxime, deoarece cazurile de încărcare care fac ca tiranții să se relaxeze, dau o forță axială maximă relativ mică în arc.

Alegerea numărului optim de cabluri este o întrebare decisivă la proiectarea arcurilor cu rețea de cabluri, dar gradul de nedeterminare statică și prevederile măsurilor pentru întreținerea și reparația podurilor sunt câteva cerințe care stabilesc numărul minim de cabluri.

Echilibrul sistemului de cabluri cu rigiditățile arcelor și grinzii tirant trebuie stabilit de către proiectant în funcție de condițiile locale, materiale, tehnologie de execuție e.t.c. . Se menționează că momentele încovoietoare cauzate de forțe concentrate se pot reduce crescând înclinația cablurilor. Totuși, cabluri având o înclinație prea mare au un risc mai mare de relaxare. (Tveit, 2013)

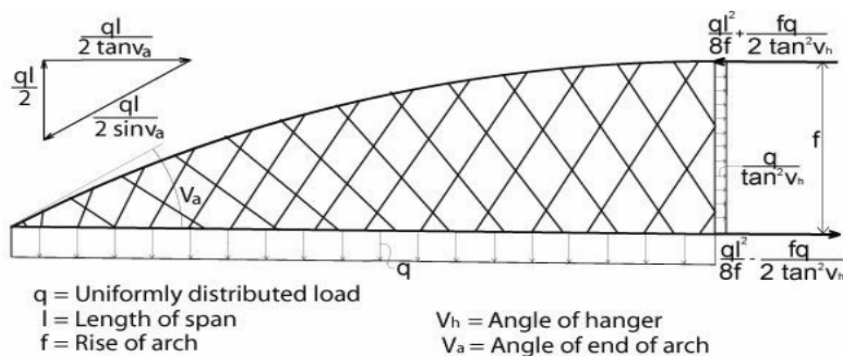


Fig. 177 Schema de calcul al arcului cu tirant și rețea de cabluri

- Relația pentru stabilirea efortului de compresiune în arc la mijlocul deschiderii se scrie sub forma:

$$N = \frac{ql^2}{8f} + \frac{fq}{2 \tan^2 v_h} \quad \text{Eq. 121}$$

- Relația pentru stabilirea efortului de întindere în grinda tirant la mijlocul deschiderii se scrie sub forma:

$$N = \frac{ql^2}{8f} - \frac{fq}{2 \tan^2 v_h} \quad \text{Eq. 122}$$

IV INFLUENȚA MODULUI DE DISPUNERE A CABLURILOR LA CONSTRUCȚIILE CU CABLURI PORTANTE

IV.1 SISTEMUL HOBANAT

IV.1.1 Moduri de dispunere a cablurilor la sistemele hobanate

Configurația sistemului de cabluri este decisivă pentru dimensionarea podurilor hobanate întrucât influențează atât dimensiunile elementelor principale cât și alegerea metodei de execuție și economia proiectului. În sens transversal majoritatea podurilor hobanate au două plane ale sistemului de cabluri, paralele sau înclinate înspre exterior sau spre interior. Totuși, există și o categorie a podurilor având un singur plan al cablurilor, dar și poduri având trei plane ale sistemului de cabluri. (figura 178)

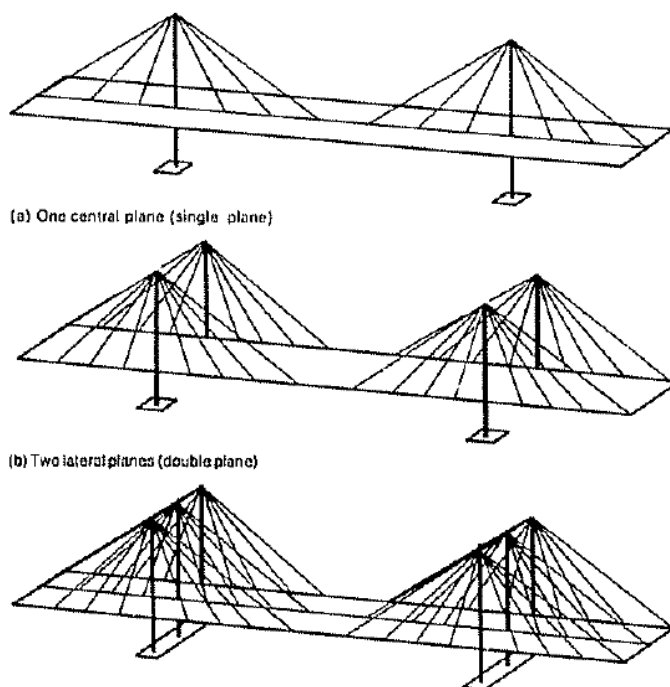


Fig. 178 Alcătuiuri ale podurilor hobanate

Alegerea unui singur plan al sistemului de cabluri (figura 178 a) implică realizarea unui tablier cu o rigiditate la torsiune care să poată prelua efectele încărcărilor din exteriorul planului cablurilor, rezultând în eforturi de torsiune ale tablierului. Sub acțiunea încărcărilor utile, deformarea structurii este dictată de rigiditatea pilonilor și a sistemului de cabluri. Încovoierea longitudinală a tablierului crește odată cu rigiditatea în sens longitudinal a acestuia, nefiind astfel oportună alegerea unei secțiuni transversale a tablierului rigidă la încovoiere longitudinală. De asemenea, amplasarea pilonului în mijlocul secțiunii

transversale a tablierului implică o lățime crescută a acestuia, care la deschideri mari devine neeconomic.

Avantajele structurilor având un singur plan al cablurilor țin de transparența și estetica întregii structuri. Un talbier rigid la torsiune contribuie la reducerea momentelor de ordinul II, precum și la îmbunătățirea răspunsului dinamic și stabilitatea aerodinamică pentru întreaga structură. Un alt avantaj îl constituie rezistența bună la oboseală a cablurilor dată de rigiditatea crescută la torsiune a tablierului care are capacitatea de a distribui sarcinile concentrate, limitând astfel variațiile tensiunilor din hobane. (Rene Walther, 1999)

Sistemele hobanate lateral (figura 178 b) având două plane ale cablurilor caracterizează majoritatea podurilor hobanate realizate. Din această categorie se disting trei tipuri de structuri hobanate:

1. Structurile hobanate având plane verticale paralele care prezintă următoarele avantaje:
 - Hobanele asigură o conexiune mai rigidă dintre piloni și tablier, deplasările tablierului fiind dictate de variațiile tensiunilor din sistemul de cabluri
 - Susținerea verticală a tablierului cu cabluri având plane paralele, nu implică probleme de gabarit și nu necesită sporirea lățimii tablierului.
 - Pilonii fiind verticali, modul de realizare a acestora este relativ simplu și economic
2. Structurile hobanate având plane înclinate se caracterizează astfel:
 - Rigiditatea și stabilitatea structurii este îmbunătățită în cazul utilizării pilonilor în formă de A, astfel tablierul împreună cu cele două plane înclinate ale cablurilor formează un sistem închis (triunghi) care conformează structural în sens transversal structura și reduce rotirile tablierului.
 - Înclinarea pilonilor poate ridica probleme privind asigurarea gabaritului, rezultând astfel în lățimi mai mari ale secțiunii tablierului.
 - Execuția pilonilor înclinați este în general mai complicată decât în cazul pilonilor verticali. (Rene Walther, 1999)

Susținerea laterală cu plane înclinate ale cablurilor este recomandată podurilor având deschideri foarte mari, unde stabilitatea aerodinamică este mult mai importantă. În cazul deschiderilor medii, această configurație implică înclinări mari ale planelor de cabluri și

detalii complicate ale ancorajelor care necesită amplasarea acestora în afara secțiunii tablierului pentru a se asigura gabaritul vertical.

Pentru a cunoaște comportarea structurilor hobanate este necesară analiza individuală a elementelor principale de rezistență: sistem de cabluri, piloni și tablier, dar și influența rigidităților și a modurilor de rezemare a celor trei sisteme de rezistență.

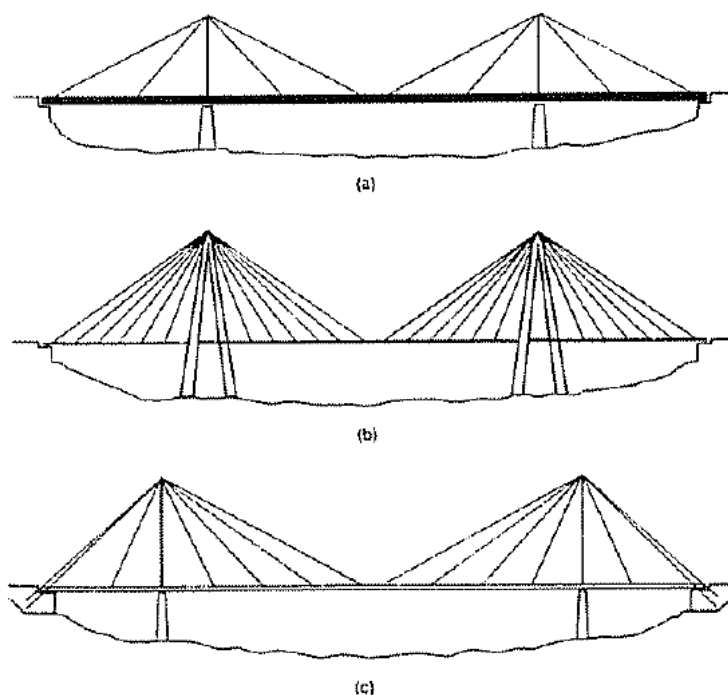


Fig. 179 Alcătuiuri ale podurilor hobanate

La primele poduri hobanate moderne se alegea un număr redus de hobane și un tablier rigid (figura 179 ,a). Punctele de ancoraj ale cablurilor se considerau rezeme elastice de care era susținut tablierul. Numărul relativ redus de hobane conduce la piloni zvelți datorită reducerii momentelor încovoietoare în aceștia.

În figura (b) se prezintă cazul sistemului hobanat cu număr mai mare de cabluri și pilon zvelt, unde pilonii preiau momentele rezultate în urma încărcărilor utile ale tablierului. În consecință, tablierul este solicitat la eforturi reduse, rezultând astfel un tablier mult mai zvelt în care încărcările transversale și efortul axial transmis de hobane guvernează dimensiunile acestuia. Această soluție este aplicabilă cu succes podurilor hobanate cu deschideri multiple.

În figura 179 (c) se prezintă sistemul cel mai uzual în cazul podurilor hobanate, unde sistemul de cabluri în sine este elementul determinant în asigurarea stabilității și reducerea deplasărilor structurii. Astfel, în acest sistem, deschiderile laterale sunt reduse comparativ cu

deschiderea principală la mai puțin de 50% din deschidere. Dezechilibrul rezultat trebuie compensat prin ancorarea cablurilor aflate pe deschiderile laterale de culee și pile de ancoraj. Această soluție conduce la piloni zvelți și tabliere relativ suple. (Rene Walther, 1999)

IV.1.2 Configurațiile cablurilor în sens longitudinal

În general se disting trei configurații principale ale sistemului hobanat:

- Sistemul radial
- Sistemul semi-harpă (adaptare a sistemului radial)
- Sistemul harpă

IV.1.2.1 Sistemul radial și sistemul semi-harpă

Configurația radială presupune ca toate cablurile sunt convergente spre vârful pilonilor și prezintă următoarele avantaje:

- Greutatea totală a cablurilor este substanțial mai mică comparativ cu sistemul tip harpă datorită înclinației mai mari a acestora
- Componentele orizontale ale forțelor din cabluri transmise tablierului sunt mai reduse cu cât sunt mai aproape de piloni.
- Oferă posibilitatea realizării unor deschideri laterale de dimensiuni semnificativ mai reduse, de până la jumătate din deschiderea principală.
- Deplasările tablierului cauzate de variații de temperatură pot fi preluate de dispozitive de acoperire a rosturilor și aparate de reazem obișnuite în dreptul culeelor, în cazul suporturilor mobile ale tablierului în dreptul pilonilor.
- Capacitatea ridicată a hobanelor ancorate de pile și culee, reduc deplasările pilonilor și ale tablierului.

Totuși, în cazul sistemelor radiale de hobane, complicațiile apar la realizarea capetelor pilonilor și a punctelor de ancoraj ale cablurilor la nivelul superior al acestora din cauza concentrării forțelor pe suprafețe mici, necesitând o atenție sporită la alegerea formelor și dimensiunilor ale acestora. Din acest considerent au luat naștere sistemele semi-harpă pentru cazul structurilor având număr mare de cabluri. Sistemul smi-harpă este o adaptare a sistemului radial care permite distribuția cablurilor pe ultimul sector al pilonului. (Rene Walther, 1999)

În cazurile uzuale în care zona de ancorare a vârfului pilonului este extinsă pe o distanță relativ mică, comportarea structurii semi-harpă va fi apropiată de cea a sistemului

radial. În consecință, analizele preliminare pot fi bazate pe sistem structural idealizat, cu un sistem radial pur și un singur punct de ancorare al cablului, poziționat la treimea superioară a zonei de ancoraj, așa cum este indicat în figura 180 de mai jos. (Niels J. Gimsing, 2012)

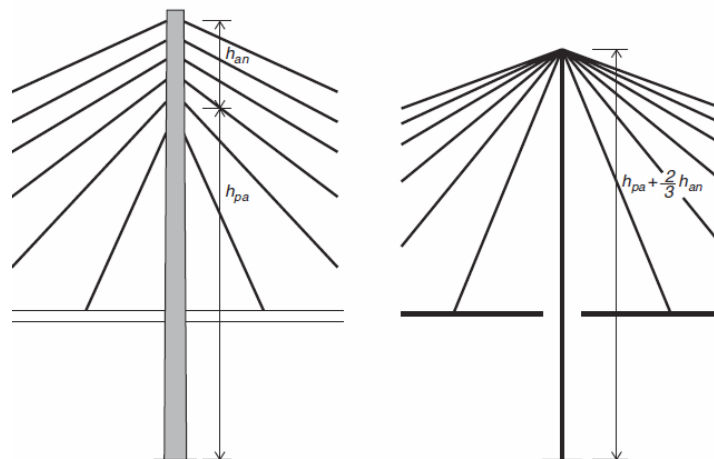


Fig. 180 Model idealizat al sistemului radial

În sistemul radial, cablul de ancorare care leagă vârful pilonului de culee joacă un rol dominant în asigurarea stabilității întregii structuri. Pentru a utiliza cablul de ancorare în mod eficient, este necesar ca acest cablu să fie în tensiune în orice combinație de încărcări. (Figura 181)

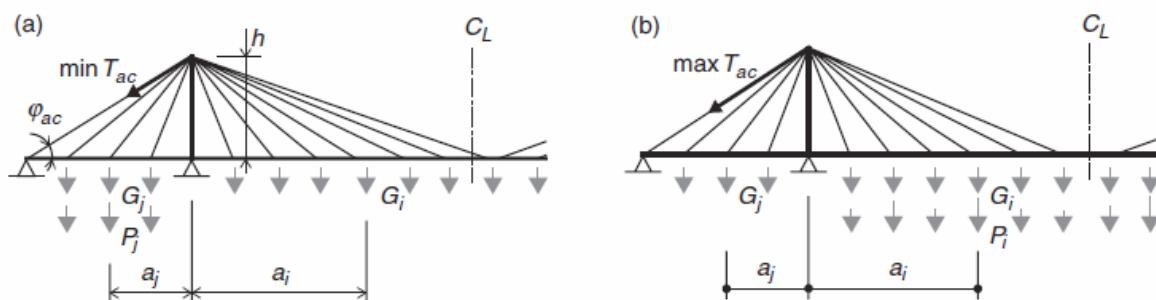


Fig. 181 Distribuția eforturilor la cablul ancoră

- Efortul minim din cablul ancoră rezultă din combinația în care este încărcată doar deschiderea laterală, iar dacă nu ținem cont de rigiditatea tablierului, expresia forței minime din cablul ancoră se poate scrie astfel:

$$\min T_{ac} = \frac{\sum_{i=1}^n G_i a_i - \sum_{j=1}^m (G_j + P_j) a_j}{h \cos \phi_{ac}}$$

Eq. 123

unde n reprezintă numărul punctelor de încărcare pe jumătate din deschiderea principală, iar m este numărul punctelor de încărcare ale deschiderii laterale.

- Forța maximă din cablul ancoră rezultă pentru cazul încărcării maxime a deschiderii principale și se scrie:

$$\max T_{ac} = \frac{\sum_{i=1}^n (G_i + P_i) a_i - \sum_{j=1}^m G_j a_j}{h \cos \phi_{ac}} \quad \text{Eq. 124}$$

- Raportul tensiunilor $\kappa_{ac} = \min \sigma_{ac} / \max \sigma_{ac} = \min T_{ac} / \max T_{ac}$ se determină cu relația:

$$\kappa_{ac} = \frac{\min T_{ac}}{\max T_{ac}} = \frac{\sum_{i=1}^n G_i a_i - \sum_{j=1}^m (G_j + P_j) a_i}{\sum_{i=1}^n (G_i + P_i) a_i - \sum_{j=1}^m G_j a_i} \quad \text{Eq. 125}$$

- Cunoscând valoarea lui κ_{ac} și valoarea deschiderii principale, expresia poate fi utilizată pentru determinarea valorii deschiderii laterale, ecuația devenind:

$$\kappa_{ac} = \frac{g l_m^2 - 4(g + p) l_a^2}{(g + p) l_m^2 - 4g l_a^2} \quad \text{Eq. 126}$$

- Rezultând următoarea expresie pentru determinarea lungimii deschiderii laterale:

$$l_a = \frac{1}{2} l_m \sqrt{\frac{(1 - \kappa_{ac})g - \kappa_{ac}p}{(1 - \kappa_{ac})g + p}} \quad \text{Eq. 127}$$

Din aceste exemple se poate observa că intensitatea relativă a încărcării din sarcini utile are un caracter decisiv asupra alegerii geometriei principale pentru poduri cu sistem radial de hobane. (Figura 182) Cu toate acestea, trebuie subliniat faptul că expresiile de mai sus se bazează pe ipoteza că rigiditatea la încovoiere a tablierului poate fi ignorată.

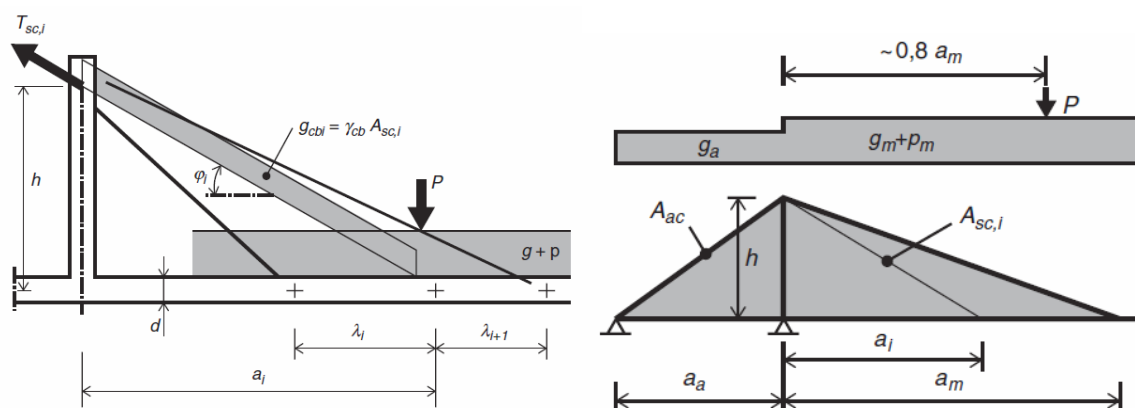


Fig. 182 Schema de calcul pentru sistemul radial

Trebuie remarcat faptul că efectul rigidității la încovoiere este accentuat pentru valorile p/g mai mari. Prin urmare, pentru $p/g=1$, raportul l_a/l_m poate fi mărit cu 50-70% atunci când se ia în considerare rigiditatea la încovoiere a tablierului.

- Ignorând influența săgeții cablului, ecuația forței și a ariei a cablului curent se scrie astfel:

$$T_{sc,i} \sim \left(g + p + \frac{p}{30d} \right) \frac{\lambda_i + \lambda_{i+1}}{2 \sin \phi_i} + \gamma_{cb} A_{sc,i} \frac{a_i}{\sin \phi_i \cos \phi_i} \quad \text{Eq. 128}$$

$$A_{sc,i} \simeq \frac{(g + p + P/30d)(\lambda_i + \lambda_{i+1}) \cos \phi_i}{2(f_{cbd} \sin \phi_i \cos \phi_i - \gamma_{cb} a_i)} \quad \text{Eq. 129}$$

- Relația ariei pentru cablul ancoră se scrie:

$$A_{ac} \simeq \frac{\frac{1}{2}(g_m + p_m)a_m^2 - \frac{1}{2}g_a a_a^2 + 0.8Pa_m + \frac{1}{2}\gamma_{cb} \sum_{i=1}^n (A_{sc,i} a_i^2 / \cos \phi_i)}{hf_{cbd} \cos \phi_{ac}} \quad \text{Eq. 130}$$

IV.1.2.2 Sistemul harpă

Acest sistem presupune dispunerea cablurilor paralele unul față de celălalt, fiind și cea mai estetică configurație. Din punct de vedere static și economic nu reprezintă cel mai avantajos sistem.

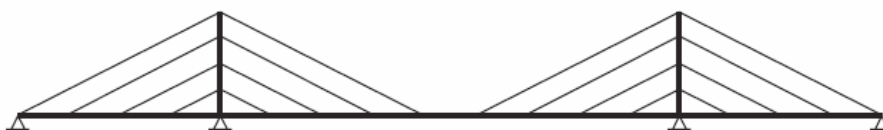


Fig. 183 Model idealizat al sistemului harpă

Într-un sistem tip harpă, așa cum se arată în figura 183 de mai sus, deschiderile vor fi instabile la încărcările asimetrice astfel încât rigiditatea la încovoiere a tablierului și a pilonilor trebuie ajustate corespunzător pentru a obține echilibrul structural. Pentru a investiga natura forțelor și a momentelor induse într-o structură cu un sistem de cabluri în formă de harpă se va lua în considerare un exemplu simplu, așa cum se arată în figura de mai jos. (Niels J. Gimsing, 2012)

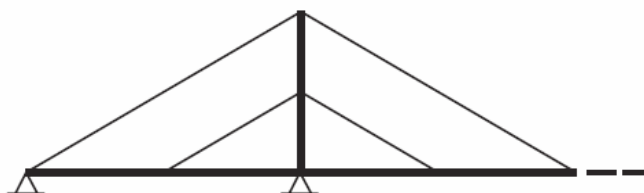


Fig. 184 Schema de calcul pentru sistemul harpa

Sistemul este ancorat de pilon și la suportul din stânga, în timp ce este considerat liber la capătul din dreapta. (Figura 184) În acest sistem, cablul superior este stabilizat prin conexiunea acestuia la suportul de capăt. Pentru a arăta problemele de instabilitate legate de sistemul tip harpă, se va studia cablul inferior. (Niels J. Gimsing, 2012)

Într-un caz de încărcare, așa cum se arată în figura 185 de mai jos, cu o forță concentrată care acționează la un capăt al hobanei inferioare, sarcina poate fi împărțită într-un caz simetric și unul asimetric, așa cum este indicat în figura 180. În cazul simetric, hobana interioară va fi în echilibru și prin urmare, forțele pot fi transmise la reazeme prin întindere pură în cablu și compresiune în elementele de tablier și piloni. În cazul asimetric, forțele vor introduce în mod inevitabil încovoiere fie în tablier, fie în piloni, fie în ambele.

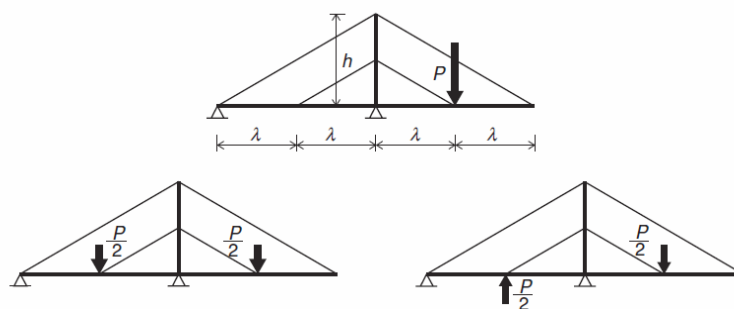


Fig. 185 Distribuția încărcărilor la sistemul harpa

Dacă pilonul nu are o rigiditate la încovoiere corespunzătoare (sau cablul inferior este susținut de un reazem mobil longitudinal la nivelul pilonului), momentele vor apărea în întregime în tablier, iar diagramele momentului vor avea alura prezentată în figura 186 de mai jos (a).

Pe de altă parte, dacă pilonul are o rigiditate corespunzătoare și tablierul este zvelt, atunci momentele se vor dezvolta în piloni, așa cum este indicat figura 186 (b).

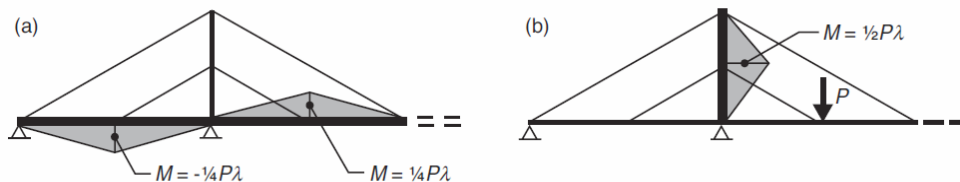


Fig. 186 Distribuția momentelor la sistemul harpă

Se poate observa din figura 186 de mai sus că momentul maxim produs în pilonul rigid este de două ori mai mare decât momentul maxim dezvoltat în grinda rigidă. Cu toate acestea, secțiunea necesară a tablierelor este dictată în primul rând de diagramele de moment, iar urmărind diagramele, se pare că este mai eficient să se aplice sistemul (b) decât (a).

Dacă se alege varianta în care pilonul să preia încovoiera, economiile pot fi obținute prin aplicarea unui sistem tip harpă modificat așa cum se arată în figura 187 de mai jos. Aici, momentul maxim este $P\lambda(h_t / h)$ și domeniul curbei momentului $0.5\lambda h_t$. Pentru $h_t = h / 4$ suprafața se reduce la jumătate din cea găsită pentru configurația din figura de mai sus (b). De reținut că dacă h_t tinde spre 0, momentul în pilon dispare asemenea sistemului radial.

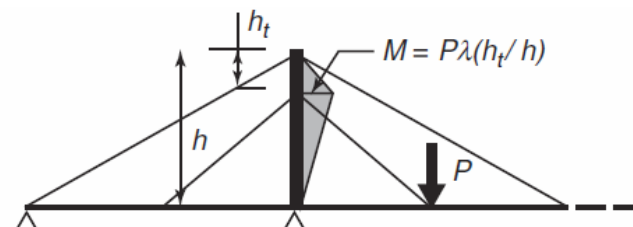


Fig. 187 Model idealizat al sistemului harpă modificat

Stabilitatea podurilor cu sisteme de cablu în formă de harpă este asigurată de două sisteme de bază:

- fie prin aplicarea unui tablier rigid și a unui pilon subțire
- fie printr-un tablier zvelt și printr-un pilon rigid

Între aceste două limite, există un număr mare de configurații unde momentele sunt distribuite în diferite procente între tablier și pilon. Aranjamentul cablurilor se stabilește de proiectant, având în vedere că cele mai mari momente vor apărea în cazul elementelor cu rigiditate mai mare la încovoiere.

În figura de mai jos se prezintă trei cazuri de încărcare, toate cuprinzând forțe concentrate care acționează la ancorajele cablurilor de la nivelul tablierului. Forțele date se

bazează pe ipoteze simplificite. Se observă în figura 188 că forța maximă de proiectare pentru cablul inferior este independentă de sistemul structural ales, în timp ce forța de proiectare a cablului superior este influențată în mod vizibil de sistemul structural aplicat. În sistemul (b), cablul superior acționează ca un cablu de ancorare care stabilizează partea superioară a pilonului împotriva deplasărilor longitudinale. Cablul de ancorare din sistemul (b) este caracterizat printr-o forță mai mare decât cablurile intermediare.

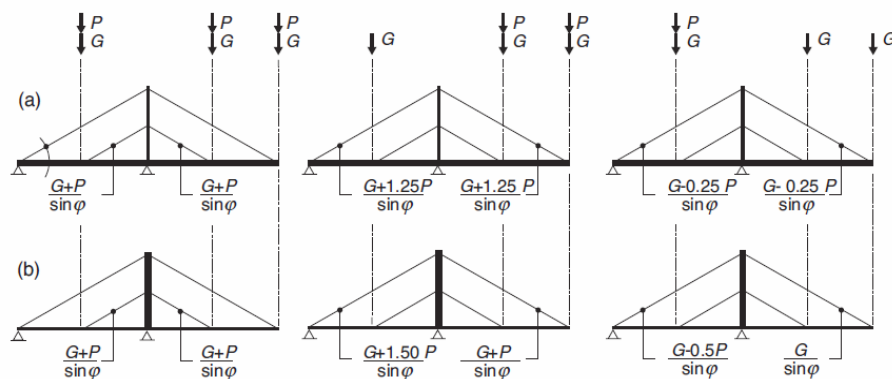


Fig. 188 Influența rigidității pilonului la sistemul harpa

Datorită deformării și rotirii pilonului și a tablierului, deformarea sistemului tip harpă sub trafic pe deschiderea principală este caracterizată prin deformații mai mari în apropierea punctelor situate la aproximativ $L/4$ din deschidere (figura 189). Aceasta se datorează faptului că partea centrală a deschiderii principale este susținută de un cablu superior ancorat la capătul podului, în timp ce cablurile inferioare sunt contrabalansate doar de tablier.

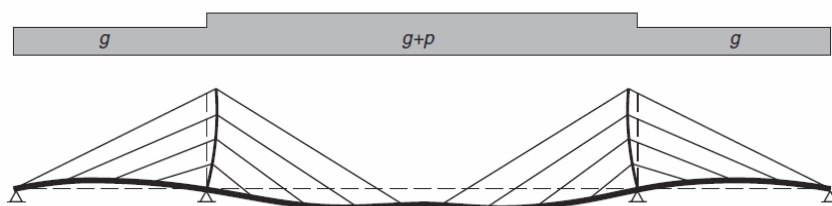


Fig. 189 Deformată sistemului harpa

Geometria sistemului tip harpă trebuie aleasă astfel încât sarcina moartă să fie echilibrată complet pentru a evita încovoierea din greutate proprie. Pentru cazul cu o încărcare uniformă constantă, rezultă un aranjament simetric al cablurilor în raport cu pilonii. Pentru o diferență între greutatea proprie a deschiderilor g_m și g_a , așa cum este indicat în figura 190 de mai jos, echilibrul se obține dacă componenta orizontală H_{AB} a cablului AB este egală cu componenta orizontală H_{BC} a cablului BC:

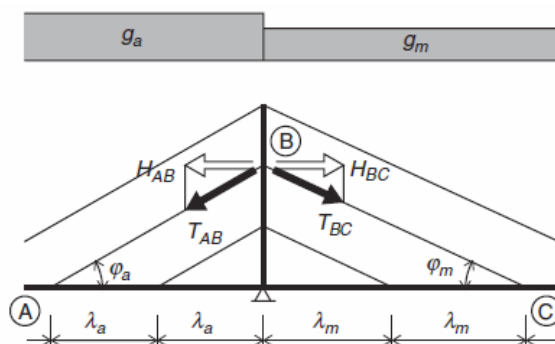


Fig. 190 Echilibrarea sarcinii moarte la sistemul harpa

Astfel, condiția de echilibru se pune sub forma:

$$g_a \lambda_a \cotan \varphi_a = g_m \lambda_m \cotan \varphi_m$$

$$\lambda_a / \lambda_m = \sqrt{(g_a / g_m)}$$

Eq. 131

Dimensiunile preliminare ale cablurilor pentru sistemul tip harpă cu tablier rigid și pilon zvelt se pot deduce prin câteva ecuații, utilizând notațiile din figura 191 de mai jos:

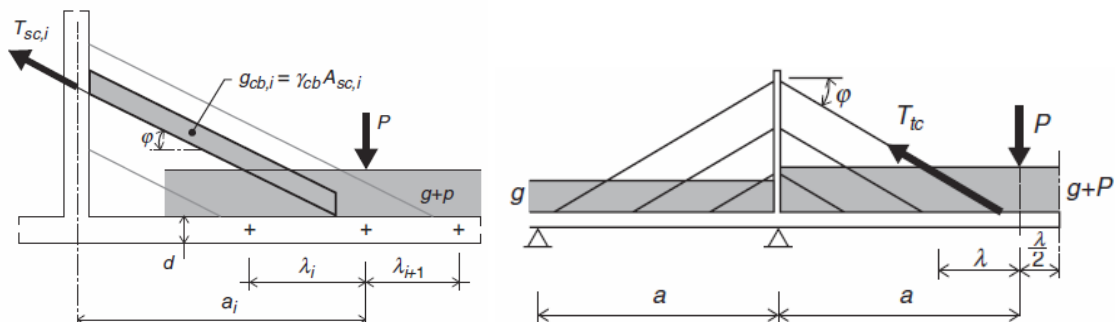


Fig. 191 Model idealizat al sistemului radial

- Aria secțiunii transversale ale cablului i:

$$A_{sc,i} \simeq \frac{(g + p + P/30d)(\lambda_i + \lambda_{i+1}) \cos \phi}{2(f_{cbd} \sin \phi \cos \phi - \gamma_{cb} a_i)}$$

Eq. 132

- Forța maximă a cablului superior și aria secțională a acestuia se determină cu relațiile:

$$T_{tc} \simeq \frac{(g + p)\lambda + \frac{1}{4}pa + P}{\sin \phi} + \gamma_{cb} A_{tc} \frac{a}{\sin \phi \cos \phi}$$

Eq. 133

$$A_{tc} \simeq \frac{(g + p)\lambda + \frac{1}{4}pa + P}{f_{cbd} \sin \phi \cos \phi - \gamma_{cb} a} \cos \phi$$

Eq. 134

Pentru sistemul tip harpă cu tablier zvelt și pilon rigid ecuația ariei și forței cablului superior se pot scrie astfel:

$$T_{tc} \simeq \frac{(g+p)\lambda + \frac{1}{2}pa + P}{\sin \phi} + \gamma_{cb} A_{tc} \frac{a}{\sin \phi \cos \phi} \quad \text{Eq. 135}$$

$$A_{tc} \simeq \frac{(g+p)\lambda + \frac{1}{2}pa + P}{f_{cbd} \sin \phi \cos \phi - \gamma_{cb}a} \cos \phi \quad \text{Eq. 136}$$

Dezavantajul sistemului tip harpă privind instabilitatea sub încărcări asimetrice poate fi eliminat complet dacă sunt utilizate reazeme intermediare pe deschiderile laterale pentru ancorarea cablurilor. Deschiderile laterale fiind sprijinite pe pile, nu mai este necesar să se echilibreze sarcina moartă, fiind preluată de suporturile intermediare. (Figura 192)

Ca dimensiuni generale cea mai eficientă configurație se va obține atunci când distanța între suporturile deschiderii laterale va fi mai mică de 1/20 din înălțimea secțiunii tablrierului.

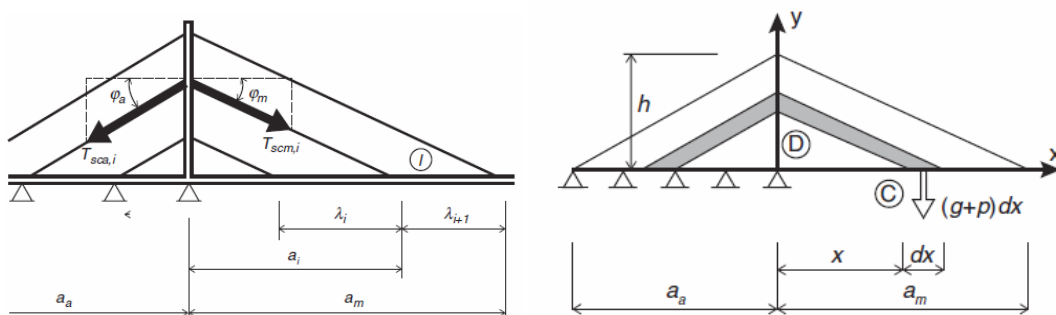


Fig. 192 Sistem harpa cu cabluri ancorate

Pentru sistemul tip harpă ancorat, ecuațiile forțelor și ale ariilor cablurilor se pot scrie astfel:

$$T_{sca,i} \cos \varphi_a = T_{scm,i} \cos \varphi_m \quad \text{Eq. 137}$$

$$A_{scm,i} \simeq \frac{g+p+P/30d}{f_{cbd} \sin \phi_m \cos \phi_m - \gamma_{cb}a_i} \frac{\lambda_i + \lambda_{i+1}}{2} \cos \phi_m$$

$$A_{sca,i} \simeq \frac{g+p+P/30d}{f_{cbd} \sin \phi_m \cos \phi_m - \gamma_{cb}a_i} \frac{\lambda_i + \lambda_{i+1}}{2} \frac{\cos^2 \phi_m}{\cos \phi_a} \quad \text{Eq. 138}$$

IV.1.3 Calculul inclinării optime a cablurilor

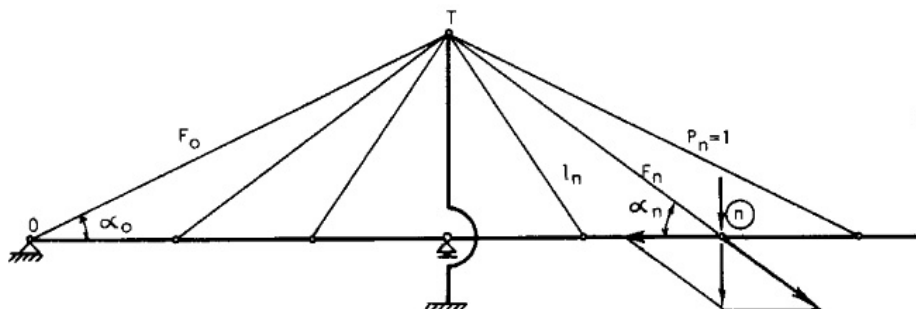


Fig. 193 Model idealizat al sistemului radial - Identificarea parametrilor

- Definirea notațiilor din figura 193:
 - A_n = Aria secțională
 - l_n = lungimea cablului
 - γ = greutatea specifică a materialului din cablu
 - W = greutatea cablului
 - α_n = unghiul de înclinare al cablului
 - $na = l_n \cos \alpha_n$ = proiecția orizontală a lungimii cablului
 - n = numărul corespunzător de panouri
 - a = lungimea panoului
 - E = Modulul de elasticitate al materialului din cablu
 - F_n = forța din cablu
 - f = tensiunea admisă în cablu
 - P_n = componenta verticală a forței în cablu

- Astfel greutatea cablului se determină cu relația:

$$W = A_n l_n \gamma \quad \text{Eq. 139}$$

- Iar:

$$l_n = \frac{na}{\cos \alpha_n} \quad A_n = \frac{F_n}{f}$$

$$F_n = \frac{P_n}{\sin \alpha_n} \quad A_n = \frac{P_n}{f \sin \alpha_n} \quad \text{Eq. 140}$$

- Înlocuind în prima ecuație rezultă:

$$W = \frac{P_n na \gamma}{f \sin \alpha_n \cos \alpha_n} \quad \text{Eq. 141}$$

- Presupunând că $P_n = 1$, și $na\gamma/f = C$ obținem:

$$W = \frac{C}{\sin \alpha_n \cos \alpha_n} \quad \text{Eq. 142}$$

- Prin urmare, greutatea cablului este în funcție de $1/(\sin \alpha_n \cos \alpha_n)$
- Forța în cablu datorită $P_n = 1$ în punctul n este:

$$F_n = P_n / \sin \alpha_n \quad \text{Eq. 143}$$

- Alungirea corespunzătoare a cablului:

$$\Delta l_n = \frac{P_n l_n}{EA_n \sin \alpha_n} \quad \text{Eq. 144}$$

- Forța în cablul superior transferată din pilon din cablul F_n este:

$$F_0 = \frac{F_n \cos \alpha_n}{\cos \alpha_0} = \frac{P_n \cot \alpha_n}{\cos \alpha_0} \quad \text{Eq. 145}$$

- Alungirea corespunzătoare a cablului F_0 este:

$$\Delta l_0 = \frac{P_n l_0 \cot \alpha_n}{EA_0 \cos \alpha_0} \quad \text{Eq. 146}$$

- Iar deplasarea vârfului pilonului este:

$$b = \Delta l_0 / \cos \alpha_0 \quad \text{Eq. 147}$$

- Deplasarea verticală a punctului n cauzată de alungirea Δl_n a cablului este:

$$\Delta_{vn} = \frac{\Delta l_n}{\sin \alpha_n} = \frac{P_n l_n}{EA \sin^2 \alpha_n} \quad \text{Eq. 148}$$

- Deplasarea verticală a punctului n datorat alungirii Δl_0 a cablului superior și deplasarea b a vârfului pilonului datorat forței P_n este:

$$\Delta_{n0} = b \cot \alpha_n = \frac{\Delta l_0 \cot \alpha_n}{\cos \alpha_0} = \frac{P_n l_0 \cot^2 \alpha_n}{EA_0 \cos^2 \alpha_0} \quad \text{Eq. 149}$$

- Prin urmare, deplasarea verticală totală a punctului n sub încărcarea P este:

$$\Delta_{\text{tot}} = \Delta_{vn} + \Delta_{n0} = \frac{P_n l_n}{EA_n \sin^2 \alpha_n} + \frac{P_n l_0 \cot^2 \alpha_n}{EA_0 \cos^2 \alpha_0} \quad \text{Eq. 150}$$

- Înlocuind

$$P_n l_n = F_n n a \tan \alpha_n$$

$$P_n l_0 = F_n n_1 a \frac{\sin \alpha_n}{\cos \alpha_0} \quad \text{Eq. 151}$$

- Obținem:

$$\Delta_{\text{tot}} = \frac{C_1}{\sin \alpha_n \cos \alpha_n} + \frac{C_2 \cos^2 \alpha_n}{\sin \alpha_n \cos^3 \alpha_0} \quad \text{Eq. 152}$$

- Unde constantele C_1 și C_2 sunt:

$$C_1 = \frac{F_n n a}{EA_n} \quad C_2 = \frac{F_n n_1 a}{EA_0} \quad \text{Eq. 153}$$

IV.2 SISTEMUL SUSPENDAT

IV.2.1 Moduri de dispunere a cablurilor la sistemele suspendate

Figura 194 de mai jos prezintă un pod suspendat clasic cu o singură deschidere, cu cablul principal continuizat peste pilon ca și calbu ancoră, până la blocurile de ancorare, având deschiderile laterale ca structuri independente. Această configurație prezintă deplasări reduse datorită stabilității oferite prin cablul ancoră. (Niels J. Gimsing, 2012)

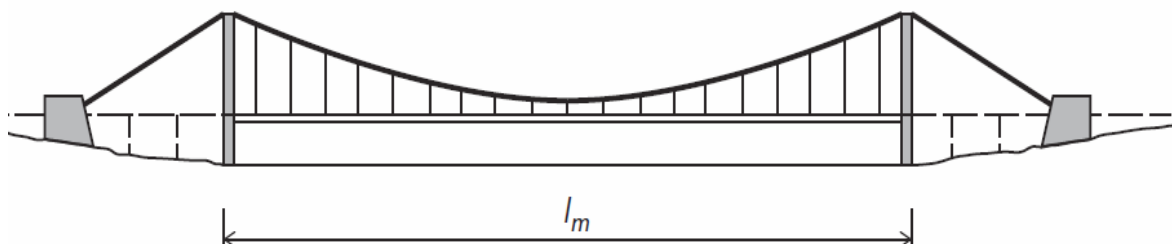


Fig. 194 Sistem de pod suspendat cu o deschidere

În cazul structurilor suspendate cu cablu ancoră având trei deschideri (figura 195), raportul recomandat dintre deschiderea principală și cele laterale este de $1/3$. În acest caz, dimensiunile reduse ale deschiderilor laterale nu influențează semnificativ deplasările deschiderii principale, la încărcarea acestora. (Niels J. Gimsing, 2012)

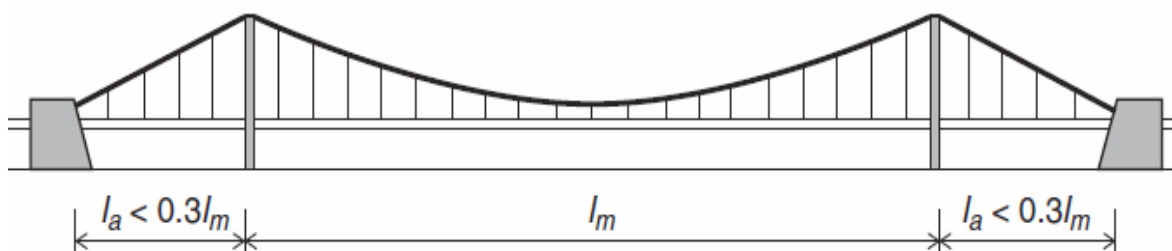


Fig. 195 Sistem de pod suspendat cu trei deschideri

Crescând raportul dintre deschiderile laterale și deschiderea principală, stabilitatea tablierului sub încărcări asimetrice devine puternic influențată de deplasările cablurilor principale. Pentru a preveni translatarea longitudinală a tablierului, la deschideri laterale mai mari de jumătate din deschiderea principală, este indicată conectarea cablului de tablier pe zona centrală, cu un sistem de continuizare de tip clemă, denumit Cable Clamp (figura 196).

În acest sistem, tablierul este rezemat simplu, cu blocarea deplasărilor longitudinale la un capăt, iar la celălalt capăt având permise deplasările. Clema de prindere dintre cabluri și tablier are rolul de a transmite compresiune tablierului încărcat. (Niels J. Gimsing, 2012)



Fig. 196 Sistem de pod suspendat cu deschideri laterale lungi

În sistemul suspendat obișnuit, cu suspensori verticali, sistemul de cabluri nu are rezistență la forță tăietoare, astfel că eforturile de forfecare date de încărcările exterioare trebuie preluate fie de tablier, fie prin deplasarea cablului principal.

Prin dispunerea înclinată a cablurilor de suspendare așa cum este indicat în figura 197 de mai jos, poate fi simulată o comportare tip zăbrele, astfel încât eforturile de forfecare să poată fi preluate prin sistemul de suspensori. În timp ce eforturile de forfecare induc întindere și compresiune în suspensori (care acționează ca diagonale de bare), eforturile de forfecare din încărcări de trafic pot crește doar până la limita întinderii rezultate din greutatea proprie și încărcările permanente, altfel suspensorii se vor relaxa.



Fig. 197 Pod suspendat suspensori înclinați

Ca o alternativă mai performantă la sistemele obișnuite s-au realizat un număr semnificativ de poduri. (figura 198).

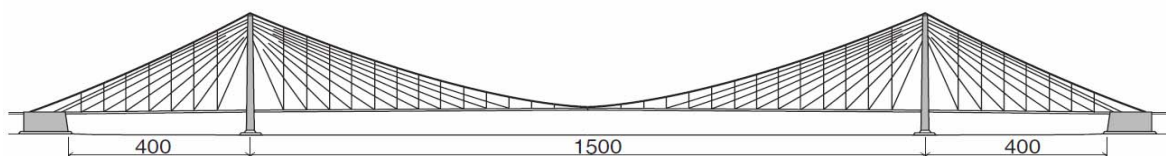


Fig. 198 Poduri suspendate hibrid

În comparație cu structurile suspendate, sistemul hibrid este mai economic datorită secțiunii reduse a hobanelor ce sunt asistate la preluarea sarcinilor de către cablul principal.

Comparând structura hibrid cu un pod hobanat, aceasta va avea un pilon mai scurt.

Este important de reținut că tablierul trebuie să transfere forțe axiale de mărime considerabilă în cazul sistemului hibrid. (Niels J. Gimsing, 2012)

Podurile cu sistem hibrid se caracterizează prin:

- Deschideri laterale reduse la cca. 25-30% din deschiderea principală
- Tablier continuizat peste pile
- Cablu continuizat peste piloni, de la un masiv de ancoraj la altul (figura 199)

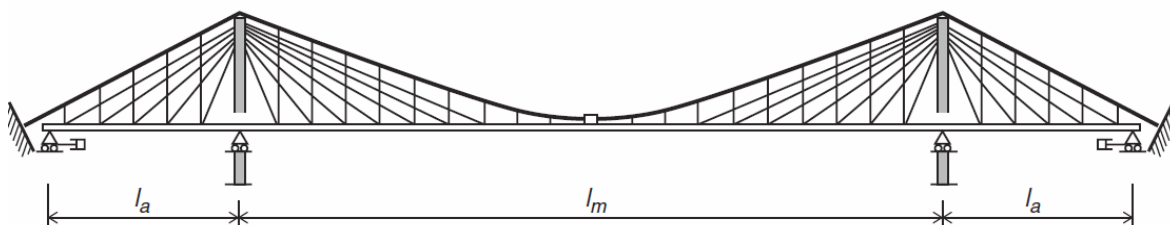


Fig. 199 Schema statică a podului suspendat hibrid

Geometria generală a acestui tip de structură este dictată de condițiile de echilibru din greutate proprie care determină alura inițială a cablului principal de suspendare. Ecuația depinde de lungimea de hobanare a tablierului și de distribuția greutății proprii. Un alt avantaj al acestui tip de structuri îl reprezintă domeniul de variație a săgeților, care este mult mai mic decât în cazul sistemelor tratate separat. (Figura 200)

Tehnologia de execuție a structurilor hibride este mai complicată datorită numărului mare de ancoraje ce trebuie distribuite ordonat în lungul tablierului. În prezent această soluție nu mai este aleasă atât de des. (Niels J. Gimsing, 2012)

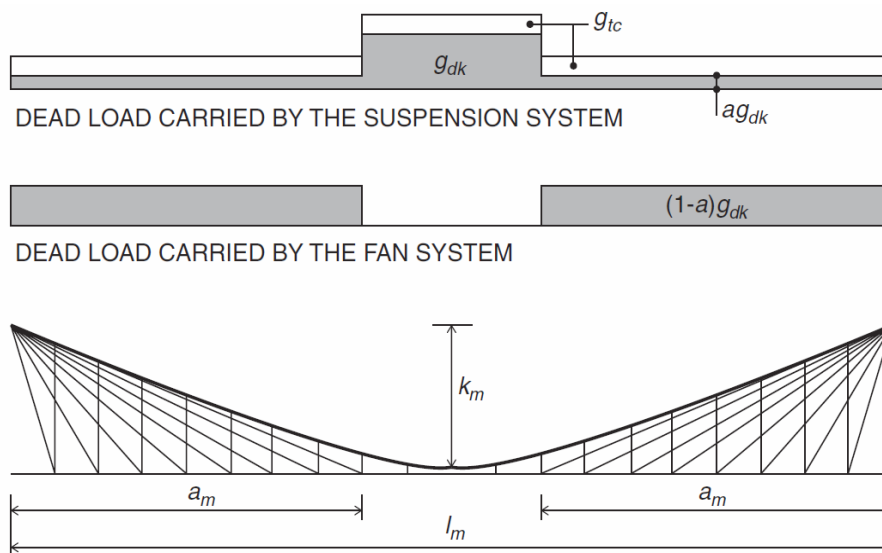


Fig. 200 Model idealizat al sistemului radial

IV.3 SISTEME CU CABLURI LA STRUCTURI ÎN ARC CU CALEA JOS

IV.3.1 Date generale despre modelele analizate

Pentru acest capitol s-au efectuat încercări experimentale pe modele la scară pentru analiza comportării structurii în funcție de configurația cablurilor. Încercările s-au realizat prin încărcarea simetrică a modelului la presa hidraulică până la cedarea modelului prin flambajul arcelor, sau prin cedarea cablurilor. Determinările s-au realizat în Laboratorul LabCon din cadrul Universității Tehnice – Baia Mare.

În continuare se vor denumi tiranți sau cabluri, elementele ce asigură legătura dintre arc și grinda tirant.

S-a realizat de asemenea analiza pe modele digitale pentru câteva configurații și s-au comparat rezultatele cu rezultate publicate în literatura internațională în cercetarea prof. Per Tveit și a lui Brito, în vederea stabilirii configurației optime.

Scopul acestui studiu este de a investiga influența modurilor diferite de dispunere a elementelor de legătură între arc și tablier utilizând modele la scară și încărcarea acestora cu încărcări uniform distribuite, simetrice și asimetrice precum și analiza structurală pe modele digitale, modelate în element finit cu ajutorul programului de calcul automat al structurilor Midas Civil.

În funcție de modul de dispunere a tiranților, structurile analizate se împart după cum urmează:

- Sistemul Langer, unde tiranții sunt dispuși vertical
- Sistemul Nielsen-Lohse, unde tiranții sunt dispuși înclinat, cu intersecția acestora maxim o dată
- Sistemul cu rețea de tiranți, unde aceștia se intersectează de cel puțin două ori.

Definirea parametrilor de analizat pentru indentificarea soluției optime presupune un proces iterativ complex. Rezultatele urmărite în analiza cablurilor sunt: reducerea numărului tiranților comprimați și reducerea efortului axial maxim din tiranți.

Modelul pentru care s-a realizat studiul comparativ a soluțiilor este un pod rutier având deschiderea de 100 de metri alcătuit din două arce metalice de secțiune tubulară, având raza de 82 metri și săgeata la cheie de 17 metri, legate între nașteri printr-o grindă tirant metalică de secțiune tubulară. Arcele sunt legate la partea inferioară prin intermediul antretoazelor dispuse din 5 în 5 metri, iar la partea superioară legătura între arce se realizează prin intermediul unor contravanturi metalice. Antretoazele metalice au secțiune dublu T și

sunt sudate de grinzile tirant și solidarizate prin intermediul unei plăci de suprabetonare legată de talpa superioară a antretoazelor prin intermediul conectorilor elastici.

Cablurile au fost modelate ca elemente rigide de tip bară, pentru a putea evalua eforturile de ordinul I, astfel în cazurile în care apar tiranți relaxați, se presupune că aceștia pot prelua eforturi axiale de compresiune. Fiecarui tirant i s-a aplicat o forță inițială de tensionare egală cu unitatea, apoi eforturile axiale din cabluri trebuie să fie ajustate corespunzător ulterior, fiind condiționate de deplășarile pe verticală a tablierului.

Pentru acest studiu s-au considerat două tipuri de cabluri: tiranții rigizi alcătuiți tip bară de tensiune tip Tension Rod, iar al doilea tip: tiranți tip cablu de tip PWS (cablu cu toroane paralele). Atât legăturile de la partea superioară, cât și legaturile cu grinda tirant sunt articulate, prin intermediul unor ancoraje tip furcă cu bolt.

IV.3.1.1 Descrierea modelului la scară

Macheta podului s-a realizat la scara 1:50, având o deschidere de calcul de 2 m și săgeata de 34 cm. Profilele arcelor și a grinzilor tirant s-au realizat din țevă rotundă având 2 cm diametru și o grosime a peretelui de 1.5 mm.

Modelul este alcătuit din două arce gemene, dispuse paralel, la o distanță de 20 cm interax, solidarizate la nivelul arcelor prin intermediul a 3 contravântuiri de aceeași secțiune cu arcele, exceptând un model care prezintă 5 contravântuiri la partea superioară. La partea inferioară grinzile tirant sunt legate prin intermediul antretoazelor de aceeași secțiune.

Pe interiorul arcului și a corzii sunt sudate platbande perforate reprezentând punctele de ancoraj, având perforații la fiecare centimetru.

Cablurile sunt realizate din sârme de oțel având 3 mm diametru, care este prins în ancoraje printr-un nod.

Machetele s-au încercat în laboratorul LabCon din Baia Mare, din cadrul Facultății de Construcții, Secția Baia Mare, a Universității Tehnice din Cluj-Napoca. În laborator s-au utilizat modulul cu presă hidraulică care a permis introducerea unei machete de 2 m.

Transmiterea sarcinii la machetă s-a realizat prin intermediul unui profil metalic tip T de lungimi diferite, care permite verificarea machetelor atât pentru încărcări simetrice cât și pentru încărcări asimetrice. Presa are o capacitate de a exercita 30 tf.

Experimentele s-au materializat prin grafice, filmări și poze.

IV.3.1.2 Descrierea modelului digital

Modelul digital s-a realizat cu programul de analiză structurală Midas Civil. S-au definit structurile având aceleași caracteristici ale secțiunilor ca și podul propus și s-a ținut cont de proprietățile de deformabilitate a materialelor. Tiranții au fost modelați ca elemente rigide de tip bară, pentru a putea evalua valoarea eforturilor axiale la tiranții relaxați.

Rezistențele materialelor utilizate în analiză:

Beton

Clasele de rezistență a betonoanelor se prezintă în tabelul 37:

| TIP | Clase de rezistență | Caracteristici de rezistență | | | | | | E_{cm} |
|-----------------------------|---------------------|------------------------------|--------------|----------|-----------|----------------|----------------|----------|
| | | $f_{ck,cil}$ | $f_{ck,cub}$ | f_{cm} | f_{ctm} | $f_{ctk,0.05}$ | $f_{ctk,0.05}$ | |
| | beton | (N/mm ²) | | | | | | Gpa |
| Beton de rezistență normală | C25/30 | 25 | 30 | 33 | 2.6 | 1.8 | 3.3 | 31.5 |
| | C30/37 | 30 | 37 | 38 | 2.9 | 2.0 | 3.8 | 32.8 |
| | C35/45 | 35 | 45 | 43 | 3.2 | 2.2 | 4.2 | 34.1 |
| | C40/50 | 40 | 50 | 48 | 3.5 | 2.5 | 4.6 | 35.2 |
| | C45/55 | 45 | 55 | 53 | 3.8 | 2.7 | 4.9 | 36.3 |
| | C50/60 | 50 | 60 | 58 | 4.1 | 2.9 | 5.3 | 37.3 |
| Beton de înaltă rezistență | C55/67 | 55 | 67 | 63 | 4.2 | 3.0 | 5.5 | 38.2 |
| | C60/75 | 60 | 75 | 68 | 4.4 | 3.0 | 5.7 | 39.1 |
| | C70/85 | 70 | 85 | 78 | 4.6 | 3.2 | 6.0 | 40.7 |
| | C80/95 | 80 | 95 | 88 | 4.8 | 3.4 | 6.3 | 42.2 |
| | C90/105 | 90 | 105 | 98 | 5.0 | 3.5 | 6.6 | 43.6 |
| | C100/115 | 100 | 115 | 108 | 5.2 | 3.7 | 6.8 | 44.9 |

Tabel 37 Clasele de rezistență a betonului

Oțelul structural

Clasele de rezistență a oțelului se prezintă în tabelul 38:

| Standard și marcă de oțel | Grosimile nominale ale elementului t(mm) | | | |
|---|--|-----|-------------------------------------|----------------------|
| | $t < 40$ mm | | 40 mm $< t < 80$ mm | |
| | F_y (N/mm ²) $F_{,,}$ (N/mm ²) | | F_y (N/mm ²) $F_{,,}$ | (N/mm ²) |
| SR EN 10025-2 - Oțeluri de construcții nealiat | | | | |
| S 235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S 275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 | 355 | 510 | 335 | 470 |
| S 450 | 450 | 550 | 410 | 550 |
| SR EN 10025-3 - Oțeluri de construcții sudabile cu granulație fină în stare normalizată | | | | |
| S 275 N/NL | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 N/NL | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 N/NL | 420 | 520 | 390 | 520 |
| S 460 N/NL | 460 | 540 | 430 | 540 |
| SR EN 10025-4 - Oțeluri de construcții sudabile cu granulație fină obținute prin laminare | | | | |

| | | | | |
|--|-----|-----|-----|-----|
| termomecanică | | | | |
| S 275 M/ML | 275 | 370 | 255 | 360 |
| S 355 M/ML | 355 | 470 | 335 | 450 |
| S 420 M/ML | 420 | 520 | 390 | 500 |
| S 460 M/ML | 460 | 540 | 430 | 530 |
| SR EN 10025-5 - Oțeluri de construcții cu rezistență îmbunătățită la coroziunea atmosferică | | | | |
| S 235 W | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 355 W | 355 | 510 | 335 | 490 |
| SR EN 10025-6 - Produse plate din oțel cu limită de curgere ridicată în stare caldă și revenită | | | | |
| S460 Q/QL/QL1 | 460 | 570 | 440 | 550 |
| SR EN 10210-1 - Produse cave finisate la cald pentru construcții, din oțeluri de construcție nealiată și cu granulație fină. | | | | |
| S 235 H | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 275 H | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 H | 355 | 510 | 335 | 490 |
| S 275 NH/NLH | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 NH/NLH | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 NH/NLH | 420 | 540 | 390 | 520 |
| S 460 NH/NLH | 460 | 560 | 430 | 550 |

Tabel 38 Clasele de rezistență a oțelului structural

- Modulul de elasticitate (modulul lui Young): $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$;
- Modulul de elasticitate transversală:
 - $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \cong 81\,000\text{ N/mm}^2$
- Coeficientul lui Poisson: $\nu = 0,3$
- Densitatea oțelului: $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$;
- Coeficientul de dilatare termică: $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (pentru $T \leq 100^\circ\text{C}$)

Cabluri

Rezistența sârmelor de oțel în conformitate cu 1991-11. Cap 3.1

- sârme rotunde: rezistență nominală la întindere: 1770 N/mm²
- sârme Z: rezistență nominală la întindere: 1570 N/mm²
- sârme rotunde: rezistență nominală la întindere: 1450 N/mm²

| | Elemente întinse de înaltă rezistență | E ₀ fN/mm ² ! | |
|---|---------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| | | sârme de oțel | sârme de oțel inoxidabil |
| 1 | Cabluri monotoron | 150 + 10 | 130 + 10 |
| 2 | Cabluri închise | 160 + 10 | - |
| 3 | Cabluri compuse cu inimă CWR | 100 + 10 | 90 + 10 |
| 4 | Cabluri compuse cu CF | 80 + 10 | - |
| 5 | Fascicul de sârme paralele | 205 + 5 | - |
| 6 | Fascicul de toroane paralele | 195 + 5 | - |

Tabel 39 Modulul de elasticitate pentru încărcări variabile

Acțiuni asupra structurii:

Acțiunile s-au aplicat în conformitate cu SR EN 1990-2004/A2. În prezentul studiu comparativ nu s-au aplicat decât încărcările permanente și convoiul de calcul LM1, considerând suficient ca să pună în evidență rezultatele urmărite. Nu s-au făcut verificări la oboseală.

În continuare se prezintă acțiunile și combinațiile acestora ce se utilizează la proiectarea podurilor rutiere în conformitate cu prevederile Euronormelor. Prezentul studiu nu cuprinde și informațiile referitoare la acțiuni asupra podurilor de cale ferată.

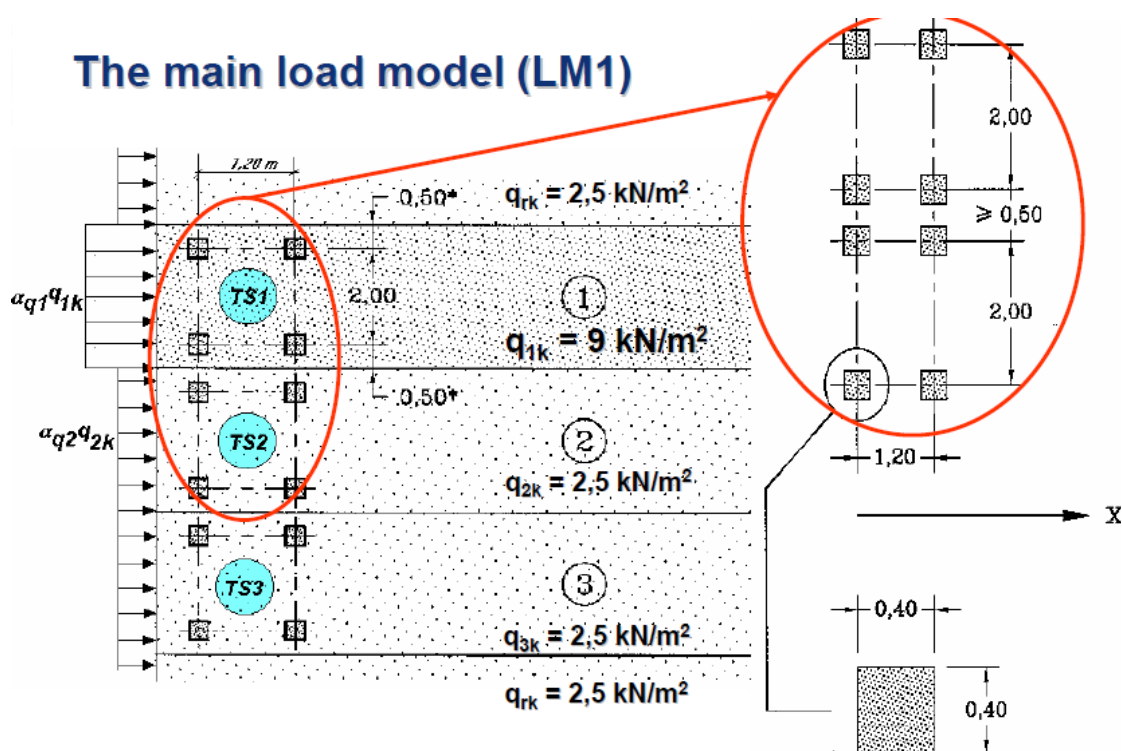
| Convoaie de calcul | Valori caracteristice | Valori frecvente | Valori cvasipermanente |
|---|---|--|---|
| Poduri de șosea | | | |
| LM1 (4.3.2) | Perioada de revenire de 1000 de ani (sau probabilitatea de depășire de 5% în 50 de ani) pentru trafic pe drumurile principale din Europa (factorul α egal cu 1, a se vedea 4.3.2). | Perioada de revenire de o săptămână pentru trafic pe drumurile principale din Europa (factorul α egal cu 1, a se vedea 4.3.2). | Calibrarea în concordanță cu definiția indicată în EN 1990. |
| LM2 (4.3.3) | Perioada de revenire de 1000 de ani (sau probabilitatea de depășire de 5% în 50 de ani) pentru trafic pe drumurile principale din Europa (factorul β egal cu 1, a se vedea 4.3.3). | Perioada de revenire de o săptămână pentru trafic pe drumurile principale din Europa (factorul β egal cu 1, a se vedea 4.3.3). | Nu este cazul. |
| LM3 (4.3.4) | Set de valori nominale. Valorile de bază, definite în anexa A, sunt obținute dintr-o sinteză bazată pe diverse regulamente naționale. | Nu este cazul. | Nu este cazul. |
| LM4 (4.3.5) | Valoarea nominală s-a considerat că reprezintă efectele produse de mulțime. Se definește pe baza standardelor naționale existente | Nu este cazul. | Nu este cazul. |
| Pasarele | | | |
| Încărcarea uniform distribuită (5.3.2.1) | Valoarea nominală să reprezinte efectele produse de mulțime. Este definită pe baza standardelor naționale existente | Forța statică echivalentă calibrată pentru 2 pietoni/m ² (în absența unei comportări dinamice particulare). Se poate considera, pentru pasarele amplasate în zone urbane, ca o încărcare cu perioadă de revenire de o săptămână | Calibrare în conformitate cu definițiile indicate în EN 1990. |
| Încărcarea concentrată (5.3.2.2) | Valoarea nominală. Definită pe baza standardelor naționale existente. | Nu este cazul. | Nu este cazul. |
| Vehiculul de serviciu (5.3.2.3) | Valoarea nominală. Așa cum este precizat sau indicat în 5.6.3. | Nu este cazul. | Nu este cazul. |

Tabel 40 Baze pentru calibrarea principalelor convoaie de calcul (se exclud convoaiele pentru oboseala)

| Lățimea părții carosabile w | Numărul benzilor teoretice de circulație | Lățimea unei benzi teoretice de circulație | Lățimea zonei rămase |
|---|--|--|------------------------|
| $w < 5,4 \text{ m}$ $5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$ | $n_l = 1$ $n_l = 2$ | 3 m $\frac{w}{2}$ | $w - 3 \text{ m}$ 0 |
| $6 \text{ m} \leq w$ | $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$ | 3 m | $w - 3 \times n_l$ |

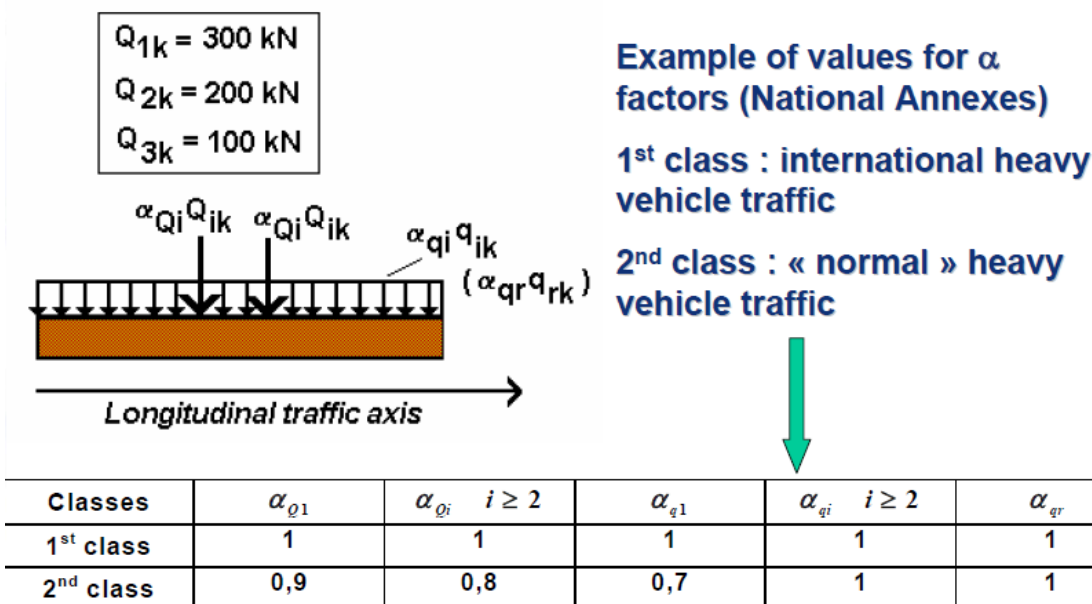
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, și lățimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.

Tabel 41 Numarul si lățimea benzilor de circulație



| Poziția | Sistemul tandem TS | Sistemul UDL |
|--------------------------|----------------------------------|---|
| | Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN) | q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m ²) |
| Banda numărul 1 | 300 | 9,0 |
| Banda numărul 2 | 200 | 2,5 |
| Banda numărul 3 | 100 | 2,5 |
| Alte benzi | 0 | 2,5 |
| Zona rămasă (q_{rk}) | 0 | 2,5 |

Tabel 42 Valorile de calcul caracteristice din convoiul 1



Tabel 43 Valorile coeficientului de reducere

Tabelul 4.4a – Precizarea grupurilor de încărcări din trafic (valori caracteristice ale acțiunilor cu mai multe componente)

| Tipul încărcării | | Partea carosabilă | | | | | Trotuare și piste pentru cicliști | |
|-----------------------|------------------|--|-------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|---|--------------------------------------|
| | | Forțe verticale | | | Forțe orizontale | | Numerul forțelor verticale | |
| Referința | | 4.3.2 | 4.3.3 | 4.3.4 | 4.3.5 | 4.4.1 | 4.4.2 | 5.3.2-(1) |
| Sistemul de încărcare | | LM 1 (sistemele TS și UDL) | LM 2 (osia unică) | LM 3 (vehicule speciale) | LM 4 (aglomerație) | Frânare și tracțiune | Forța centrifugă și alte forțe transversale | Forța uniform distribuită |
| Grupuri de încărcări | gr1a | Valori caracteristice | | | | * | * | Valoarea combinației ^b |
| | gr1b | | Valoarea caracteristică | | | | | |
| | gr2 | Valori frecvente ^b | | | | Valoarea caracteristică | Valoarea caracteristică | |
| | gr3 ^d | | | | | | | Valoarea caracteristică ^e |
| | gr4 | | | | Valoarea caracteristică | | | Valoarea caracteristică ^b |
| | gr5 | A se vedea anexa A | | Valoarea caracteristică | | | | |
| | | Acțiune componentă dominantă (proiectată ca o componentă asociată grupului) | | | | | | |
| | | ^a Poate fi definit în anexa națională. ^b Poate fi definit în anexa națională. Valoarea recomandată este de 3 kN/m ² . ^c A se vedea 5.3.2.1-(2). Numai un trotuar poate fi încărcat dacă efectul este mai defavorabil decât încărcarea a două trotuare. ^d Acest grup nu este relevant dacă se consideră grupul gr4. | | | | | | |

Tabel 44 Precizarea grupurilor de încărcări din trafic

Fundamental combinations of actions based on expression 6.10

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (1,35G_{kj,\text{sup}} + 1,00G_{kj,\text{inf}}) \right\} + \gamma_P P_k + \left\{ \begin{array}{l} \text{gr1a} \\ 1,35(TS + UDL + q_{fk}^*) + 1,5 \times 0,6F_{Wk,\text{traffic}} \\ 1,35 \text{ gr}i_{i=1b,2,3,4,5} \\ 1,5T_k + 1,35(0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}^*) \\ 1,5F_{Wk} \\ 1,5Q_{Sn,k} \end{array} \right. \quad \underbrace{\hspace{10em}}_{\Psi_0 \text{gr1a}}$$

Eq. 154

Characteristic combinations of actions

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,\text{sup}} + G_{kj,\text{inf}}) \right\} + P_k + \left\{ \begin{array}{l} \text{gr1a} \\ (TS + UDL + q_{fk}^*) + 0,6F_{Wk,\text{traffic}} \\ \text{gr}i_{i=1b,2,3,4,5} + 0,6T_k \\ \text{gr1b} \\ T_k + (0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}^*) \\ F_{Wk} \\ Q_{Sn,k} \end{array} \right. \quad \underbrace{\hspace{10em}}_{\Psi_0 \text{gr1a}}$$

Eq. 155

Eq. 156

Frequent combinations of actions

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,\text{sup}} + G_{kj,\text{inf}}) \right\} + P_k + \left\{ \begin{array}{l} (0,75TS + 0,4UDL) + 0,5T_k \\ 0,75 \text{ gr1b} \\ 0,75 \text{ gr4} + 0,5T_k \\ 0,6T_k \\ 0,2F_{Wk} \\ 0,5Q_{Sn,k} \end{array} \right.$$

Quasi-permanent combinations of actions

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,\text{sup}} + G_{kj,\text{inf}}) \right\} + P_k + 0,5T_k$$

Eq. 157

| Acțiuni | Simbol | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 | |
|--|---|---|--------------|--------------|--------|
| Încărcări din trafic (a se vedea EN 1991-2, tabelul 4.4) | gr1a (LM1+ încărcări din trafic pietonal sau al cicliștilor) ¹⁾ | TS UDL | 0,75 0,40 | 0,75 0,40 | 0 0 |
| | gr1b (osia unică) | Încărcări din trafic pietonal + cicliști ²⁾ | 0,40 | 0,40 | 0 |
| | gr2 (Forțe orizontale) | | 0 | 0,75 | 0 |
| | gr3 (Trafic pietonal) | | 0 | 0 | 0 |
| | gr4 (LM4 – Aglomerare cu oameni) | | 0 | 0,75 | 0 |
| | gr5 (LM3 – Vehicule speciale) | | 0 | 0 | 0 |
| Forța vântului | F_{Wk} | | | | |
| | - Situații de proiectare permanente | 0,6 | 0,2 | 0 | |
| | - Pe durata execuției | 0,8 | - | 0 | |
| | F_W^* | 1,0 | - | - | |
| Acțiuni termice | T_k | 0,6 ³⁾ | 0,6 | 0,5 | |
| Încărcări date de zăpadă | $Q_{sn,k}$ (în timpul execuției) | 0,8 | - | - | |
| Încărcări pe durata execuției | Q_r | 1,0 | - | 1,0 | |

1) Valorile recomandate ale ψ_0 , ψ_1 și ψ_2 pentru gr1a și gr1b sunt precizate pentru traficul rutier care corespunde factorilor de corecție α_D , α_{gr} , α_{gr} și β_D egali cu 1. Cele care se referă la încărcarea uniform distribuită UDL corespund scenariilor de trafic obișnuit, în care rar poate avea loc o acumulare de camioane. Alte valori pot fi prevăzute pentru celelalte clase de drumuri, sau de trafic prevăzut, în funcție de alegerea factorilor α corespunzători. De exemplu, pentru poduri care susțin trafic greu continuu, o valoare ψ_2 alta decât zero poate fi prevăzută numai pentru sistemul UDL al LM1. A se vedea de asemenea EN 1998.

2) Valoarea de grupare a încărcărilor datorate pietonilor sau cicliștilor, menționată în tabelul 4.4a din EN 1991-2, este o valoare "redușă". Coeficienții ψ_0 și ψ_1 se aplică acestei valori.

3) Valoarea ψ_0 recomandată pentru acțiunile termice poate fi redusă în majoritatea cazurilor la 0 pentru stările limită ultimă EQU, STR și GEO. A se vedea de asemenea eurocodurile de proiectare.

Tabel 45 Valorile recomandate ale coeficienților ψ pentru podurile de sosea

| Gruparea | Acțiuni permanente G_d | | Pretensionare | Acțiuni variabile Q_d | |
|-----------------|--------------------------|-------------|---------------|-------------------------|----------------------|
| | Defavorabile | Favorabile | | Principală | Altele |
| Caracteristică | $G_{k,sup}$ | $G_{k,inf}$ | P | $Q_{k,1}$ | $\psi_{0,j} Q_{k,i}$ |
| Frecventă | $G_{k,sup}$ | $G_{k,inf}$ | P | $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ | $\psi_{2,j} Q_{k,i}$ |
| Cvasipermanentă | $G_{k,sup}$ | $G_{k,inf}$ | P | $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ | $\psi_{2,j} Q_{k,i}$ |

Tabel 46 Valorile de calcul ale acțiunilor folosite în grupări de acțiuni

| Situație de proiectare permanentă și tranzitorie | Acțiuni permanente | | Pretensionare | Acțiunea variabilă principală (*) | Acțiuni variabile însoțitoare (*) | |
|--|----------------------------|----------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------|
| | Defavorabil | Favorabil | | | Principală (dacă există) | Altele |
| (Formula 6.10) | $\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$ | $\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$ | $\gamma_P P$ | $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ | $\gamma_{Q,i} \psi_{0,j} Q_{k,i}$ | |

Tabel 47 Valori de calcul ale acțiunilor (EQU) (Set A)

| Situatie de proiectare permanentă și tranzitorie | Acțiuni permanente | | Pretensionare | Acțiunea variabilă principală (*) | Acțiuni variabile însoțitoare (**) | |
|--|------------------------------|------------------------------|---------------|-----------------------------------|-------------------------------------|--------|
| | Defavorabile | Favorabile | | | Principală (dacă există) | Altele |
| (Formula 6.10) | $\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$ | $\gamma_P P$ | $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ | $\gamma_{Q,i} \gamma_{D,i} Q_{k,i}$ | |

| Situatie de proiectare permanentă și tranzitorie | Acțiuni permanente | | Pretensionare | Acțiunea variabilă principală (*) | Acțiuni variabile însoțitoare (**) | |
|--|----------------------------------|------------------------------|---------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------|
| | Defavorabile | Favorabile | | | Principală (dacă există) | Altele |
| (Formula 6.10a) | $\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$ | $\gamma_P P$ | $\gamma_{Q,1} \gamma_{D,1} Q_{k,1}$ | $\gamma_{Q,i} \gamma_{D,i} Q_{k,i}$ | |
| (Formula 6.10b) | $\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$ | $\gamma_P P$ | $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ | $\gamma_{Q,i} \gamma_{D,i} Q_{k,i}$ | |

Tabel 48 Valori de calcul ale acțiunilor (STR/GEO)
(Set B)

| Situatie de proiectare | Acțiuni permanente | | Pretensionare | Acțiunea accidentală sau seismică | Acțiuni variabile însoțitoare (**) | |
|--------------------------------------|--------------------|--------------|---------------|-----------------------------------|---|----------------------|
| | Defavorabile I | Favorabile | | | Principală (dacă există) | Altele |
| Accidentală(*) (Formula. 6.11a/b) | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | P | A_d | $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ sau $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ | $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ |
| Seismică(***) (Formula 6.12a/b) | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | P | $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$ | | $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ |

Tabel 49 Valori de calcul ale acțiunilor folosite in grupari de acțiuni accidentale și seismice

IV.3.2 Arcul cu tirant și cabluri vertical (Sistem Langer)

Modelul digital

Modelul s-a analizat pentru variantele cu numărul de tiranți cuprinși între 15 și 55. (figura 201)

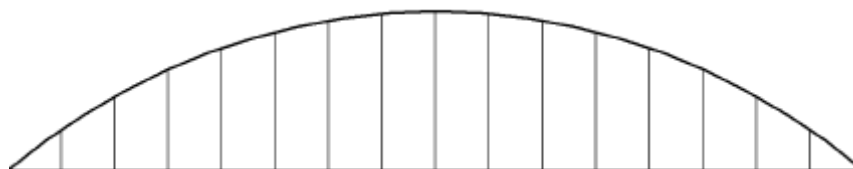


Fig. 201 Modelul arc cu tiranți verticali

La arcul cu tiranți verticali în nici o ipoteză nu au aparut tiranți relaxați (compresiune). Se observă ca odată cu creșterea numărului de tiranți se reduc eforturile axiale, respectiv tensiuni mai mici în cabluri. Variația eforturilor în tiranți în funcție de numărul acestora este prezentata mai jos în figura 202.

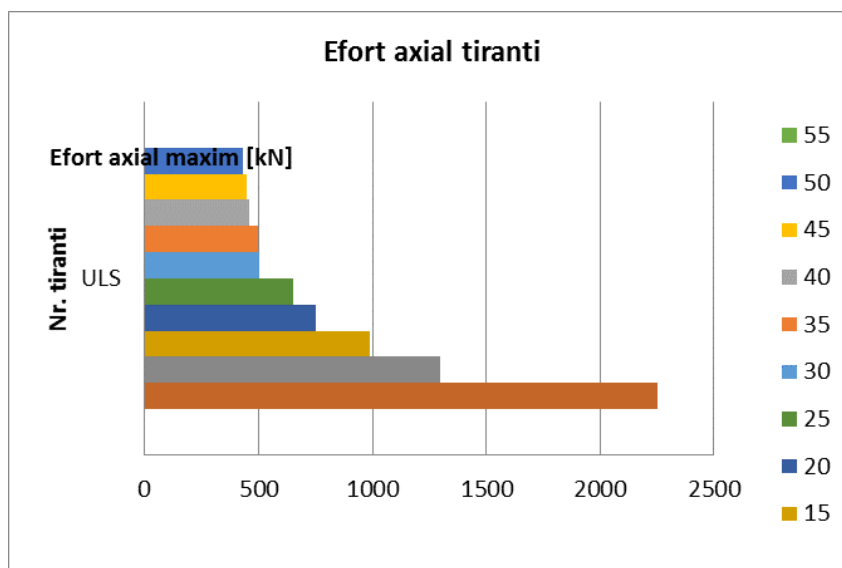


Fig. 202 Variația efortului axial în tiranți

Se observă că odată cu creșterea numărului tiranților, crește și efortul de compresiune în arce, în timp ce forța taietoare scade, însă numărul tiranților nu influențează în mod semnificativ variația efortului axial din arce. (Figura 204) În (Figura 203) putem observa o reducere a momentului încovoietor odată cu creșterea numărului tiranților, iar această diferență se remarcă în cazul configurațiilor cu un număr mic de tiranți la care momentul încovoietor în arce crește vertiginos și determină secțiuni cu momente de inerție mari.

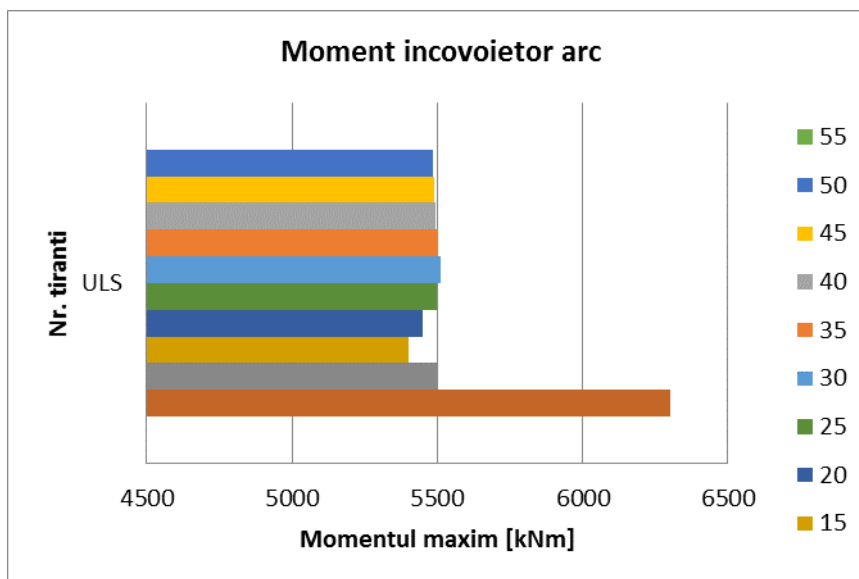


Fig. 203 Variația momentului încovoietor în arce

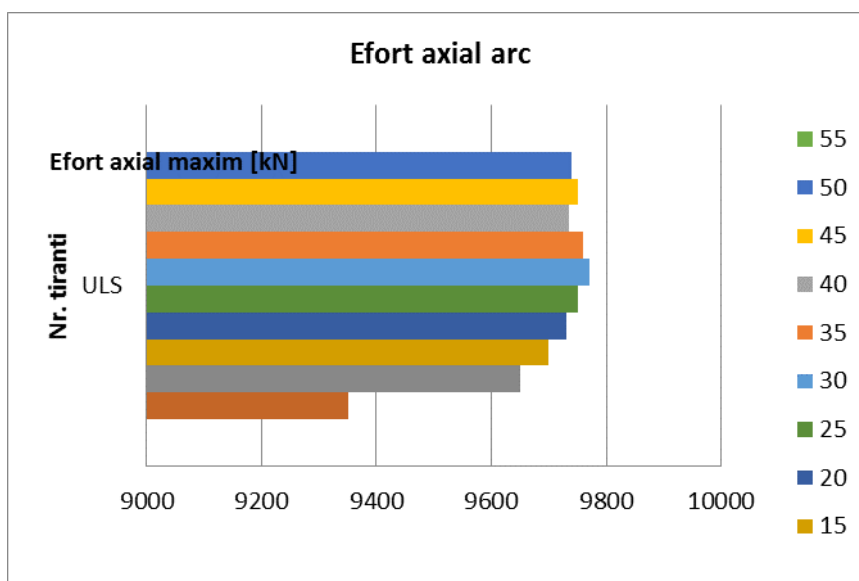


Fig. 204 Variația compresiunii în arce

În grinda tirant nu apar variații de eforturi axiale în sistemul cu tiranți verticali (Figura 206), însă variația numărului tiranților influențează semnificativ momentul încovoietor în grindă, întrucât tiranții joacă rolul de reazeme elastice pentru grinda tirant. (Figura 205)

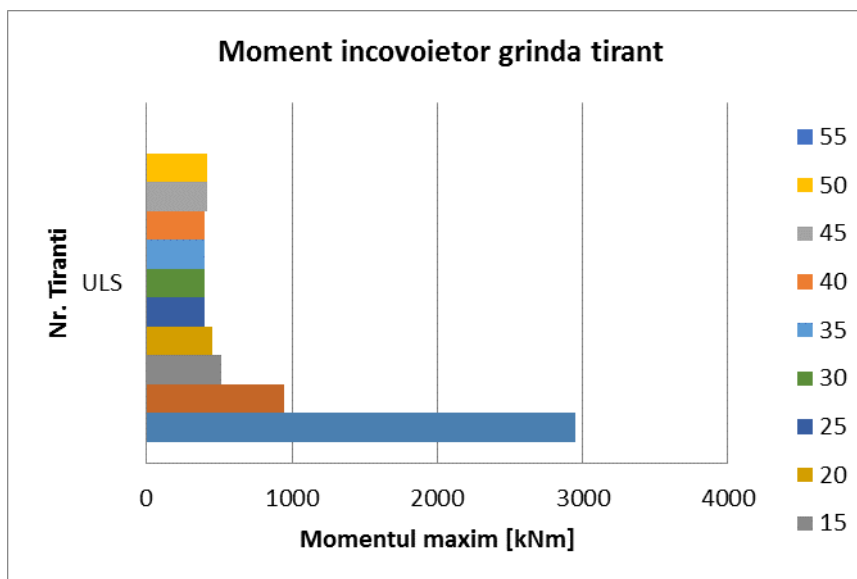


Fig. 205 Variația momentului încovoietor în grinda tirant

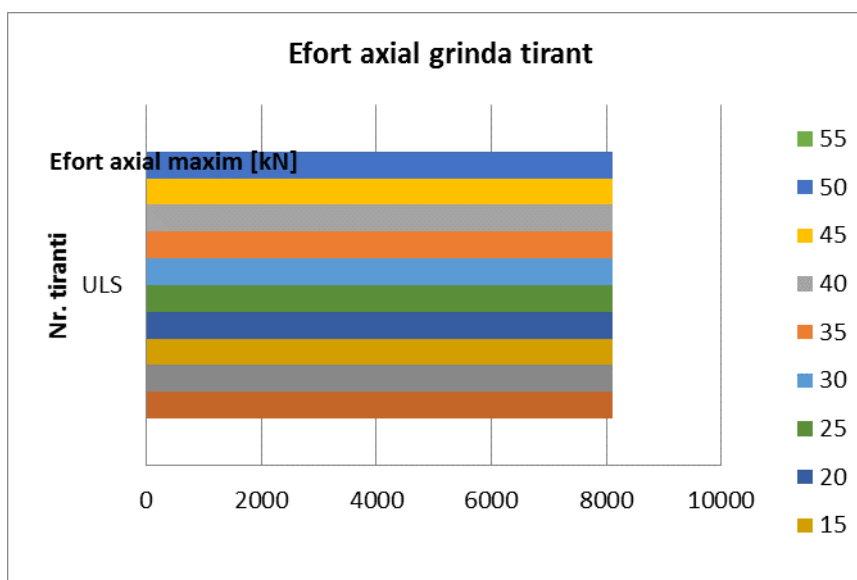


Fig. 206 Variația întinderii în grinda tirant

Pentru cazul arcului cu tiranți verticali, momentul încovoietor determină secțiunile arcului, iar cea mai eficientă configurație pentru deschiderea de 100 de metri studiată se consideră varianta cu 20 de tiranți care prezintă eforturi mai mici în elementele arcului.

Modelul la scară

Modelul studiat având caracteristicile generale menționate în capitolul anterior, are un număr de 22 de tiranți verticali pe fiecare arc. (Figura 207)



Fig. 207 Model la scara arc cu tiranți verticali

În determinarea efectuată pentru cazul cu încărcare asimetrică s-au observat deplasări ale arcelor de sens opus față de axa de simetrie, eforturile fiind preluate în mare parte de secțiunea arcului pe partea încărcată, iar pe jumătatea cealaltă observându-se deplasări pozitive. Structura s-a încărcat asimetric pe jumătate de deschidere cu o longrină din profil metalic, distribuind prin antretoaze sarcina la arce. S-au realizat trei cicluri de încărcare-descărcare până la o forță de 20 kN. Se menționează că nu s-au observat tiranți relaxați.

În cea de-a doua determinare, cazul cu încărcare simetrică, structura s-a încărcat până la cedare, urmărind modul de cedare. În cazul de față, cedarea s-a produs prin pierderea stabilității arcelor la o forță uniform distribuită de 19 kN/m, echivalentul unei sarcini concentrate de 38 kN. (Figura 208)



Fig. 208 Momentul cedării la modelul cu tiranți verticali

IV.3.3 Arc cu tirant și rețea de cabluri cu înclinație constantă

Modelul digital

Această configurație se construiește prin fixarea poziției nodurilor în coarda superioară, apoi este stabilită o pantă constantă pentru cablu, definind astfel poziția nodului în coarda inferioară unde se intersectează cu grinda tirant. (Figura 209) (BRITO, 2009)

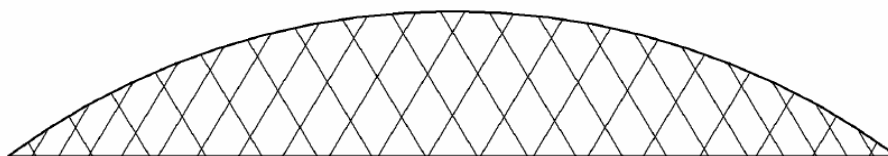


Fig. 209 Modelul arc cu tiranți înclinați paraleli

Pentru simplificarea procesului de execuție și pentru o distribuire uniformă a momentului, precum și pentru reducerea lungimii de flambaj, în multe situații tiranții sunt dispuși la distanțe egale în lungul arcului. În acest caz, necunoscutele devin pozițiile nodurilor de pe grinda tirant. O alternativă constă în dispunerea tiranților la distanță egală în lungul grinzii tirant, iar pozițiile nodurilor de pe arc devin astfel necunoscutele.

În sistemul Nielsen-Lohse, se stabilesc pozițiile nodurilor din arc, iar pozițiile nodurilor din grinda tirant sunt determinate de intersecția tiranților având înclinația constantă. În acest sistem tiranții sunt dispuși la distanțe egale în lungul arcelor.

Modelul s-a analizat pentru variantele cu tiranți paraleli pentru înclinațiile cuprinse între 50 și 90 grade. Numărul tiranților relaxați este relativ mare în această aranjament al cablurilor. Cu cât unghiul cu planul orizontal este mai mare, cu atât numărul tiranților relaxați este mai mare. (Figura 211). În fiecare variantă analizată, tiranții de la extremități sunt relaxați.

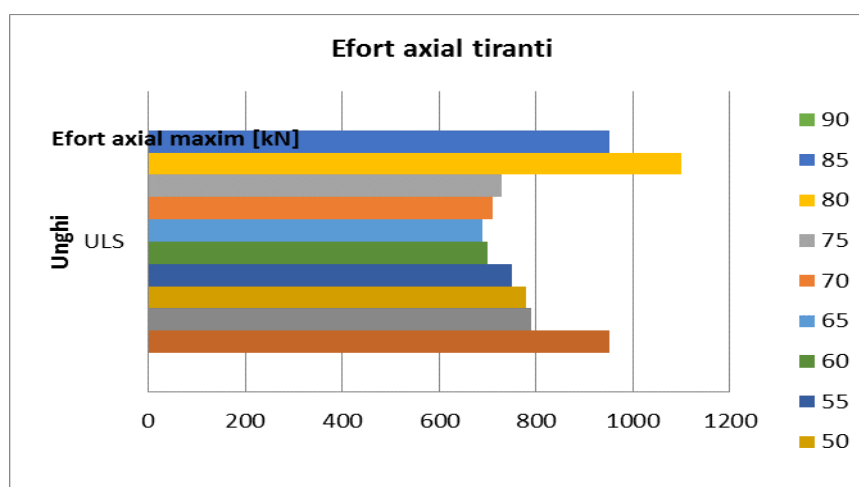


Fig. 210 Efortul axial in tiranții înclinați paraleli

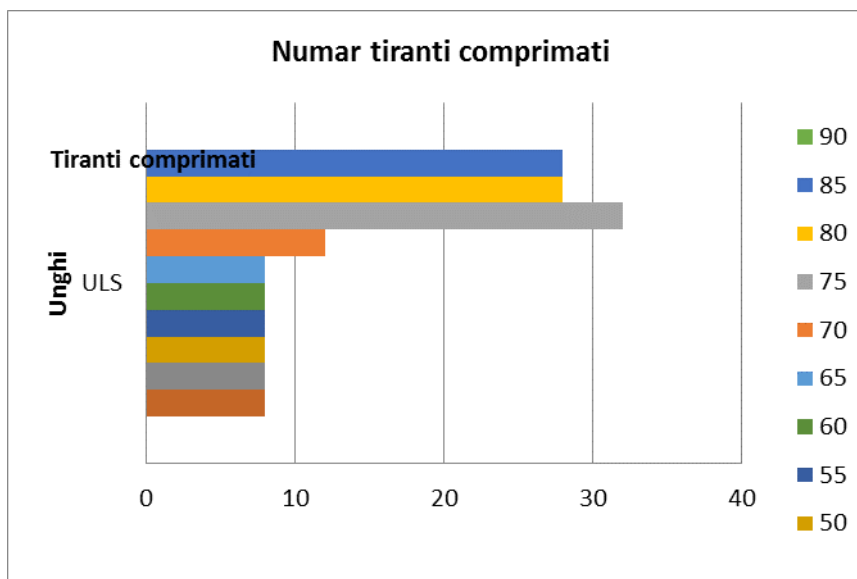


Fig. 211 numărul de tiranți comprimați la arc cu tiranți înclinați paraleli

Valorile indică faptul că înclinațiile tiranților peste 75 grade implică momente încovoietoare mari în arce. (Figura 212)

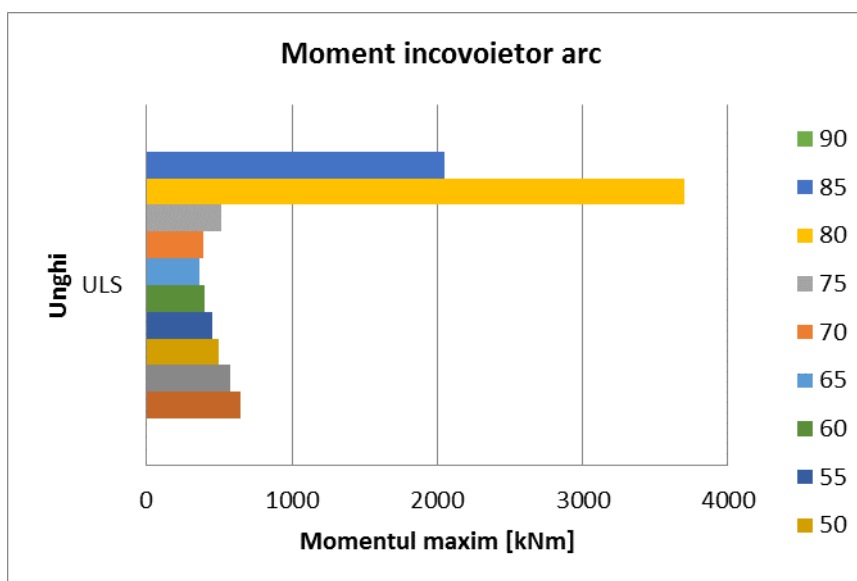


Fig. 212 Momentul incovoietor in arce la arc cu tiranți înclinați paraleli

Eforturile de compresiune în arc tind să scadă odată cu creșterea unghiului cu planul orizontal. Domeniul de variație cel mai eficient pentru această deschidere este între 60 și 80 grade. (Figura 213)

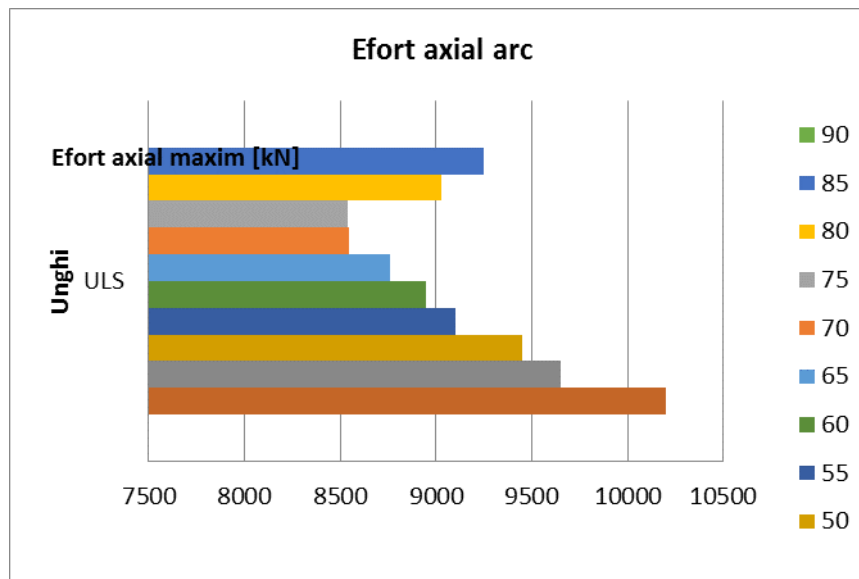


Fig. 213 Compresiunea in arce la arc cu tiranți înclinați paraleli

Eforturile axiale în grinda tirant tind să crească odată cu creșterea unghiului (Figura 215) în timp ce momentul încovoietor este influențat doar de la unghiuri de peste 70 grade, odată cu apariția tiranților relaxați. (Figura 214)

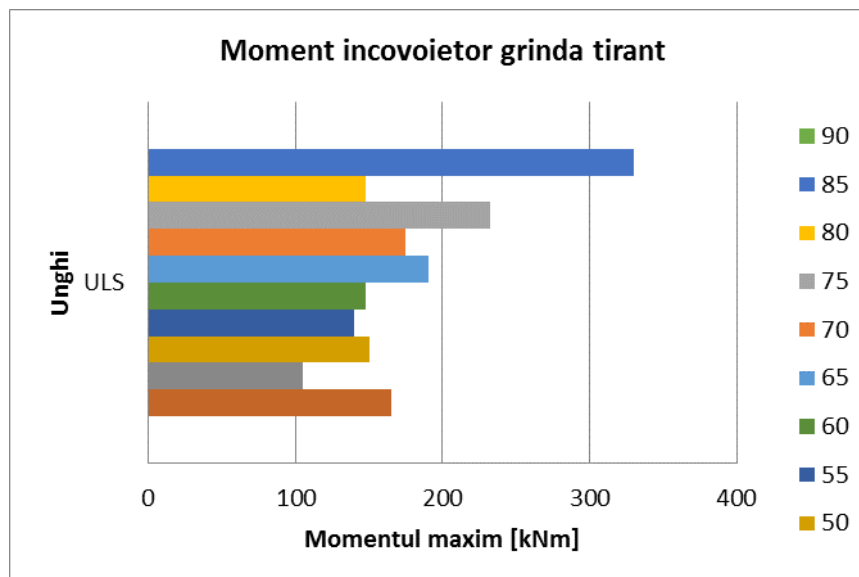


Fig. 214 Momentul incovoietor in grinda tirant la arc cu tiranți înclinați paraleli

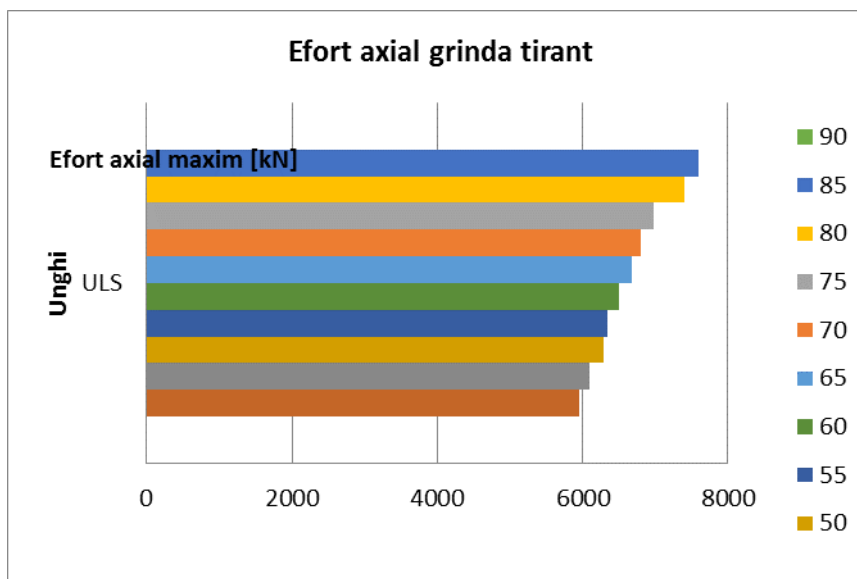


Fig. 215 Intinderea in grinda tirant la arc cu tiranți înclinați paraleli

Ca o concluzie asupra acestui aranjament al cablurilor putem spune că cu cât podul este mai ușor, cu atât sunt necesari tiranți mai înclinați și apar mai mulți tiranți relaxați. Totuși, în această configurație eforturile determină secțiuni care sunt cu aproximativ 40 % mai ușoare decât in cazul cu tiranții verticali.

Modelul la scară

Modelul studiat având caracteristicile generale menționate în capitolul anterior, are un număr de 11 tiranți înclinați la 50 grade pe fiecare arc, și este modelul cu 5 contravântuiri la nivelul arcelor. (Figura 216)



Fig. 216 Model la scara arc cu tiranți înclinați paraleli

În determinarea efectuată pentru cazul cu încărcare asimetrică nu s-au observat deplasări ale arcelor. Structura s-a încărcat asimetric pe jumătate de deschidere cu o longrină din profil metallic, distribuind prin antretoaze sarcina la arce. S-au realizat trei cicluri de încărcare-descărcare până la o forță de 20 kN. Se menționează că primii doi tiranți de la fiecare naștere s-au relaxat.

În cea de-a doua determinare, cazul cu încărcare simetrică, structura s-a încărcat până la cedare, urmărind modul de cedare. În cazul de față, cedarea s-a produs ruperea tirantului cel mai solicitat la o forță uniform distribuită de 22.5 kN/m, echivalentul unei sarcini concentrate de 45 kN. (Figura 217)



Fig. 217 Momentul cedării la modelul cu tiranți înclinați paraleli

IV.3.4 Arc cu tirant și rețea de cabluri cu înclinație variabilă

Modelul digital

Aceast aranjament al cablurilor urmează același concept ca cel precedent. În acest caz, Totuși, panta fiecărui cablu variază după o funcție liniară în lungul arcului. (Figura 218) (BRITO, 2009)

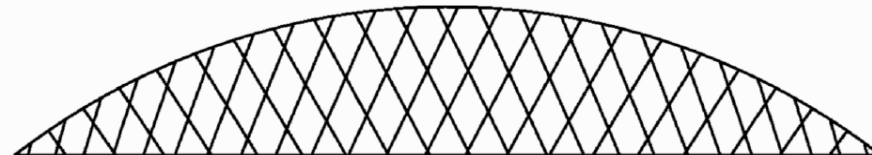


Fig. 218 Modelul cu tiranți având înclinație variabilă

O altă configurație pentru rețeaua de cabluri cu înclinație variabilă presupune descrierea unui cerc prin intersecțiile cablurilor, având înclinația astfel încât rezultanta forțelor să fie perpendiculară pe arc, astfel se repetă unghiul intersecției cablurilor pentru fiecare nod, pornind din arc de la distanțe egale. (Figura 219) (BRITO, 2009)

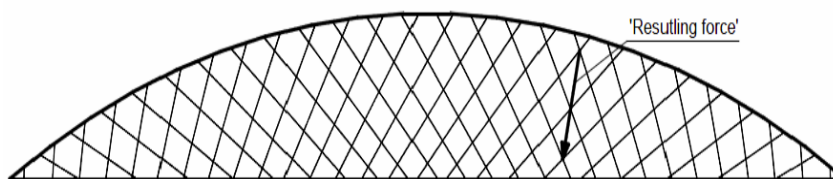


Fig. 219 Aranjament având bisectoarea unghiului dintre cabluri perpendiculara pe arc

Spre deosebire de sistemul Nielsen, în acest sistem tiranții înclinați se intersectează de cel puțin două ori. În general acest mod de dispunere conduce la consumuri mai mici de materiale și structuri mai zvelte. Dacă în sistemul Langer încărcarea asimetrică a tablierului pe jumătate de deschidere produce deformații atât în arc cât și în grinda tirant, în sistemul cu cabluri înclinate putem observa deplasări doar la grinda tirant, ceea ce înseamnă o mai bună distribuire a eforturilor în arc, respectiv secțiuni mai mici.

Comportarea favorabilă a acestui sistem se datorează rigidității rețelei de tiranți concurenți, astfel de cele mai multe ori momentele încovoietoare transversale sunt mai mari decât cele longitudinale.

Această metodă urmărește același concept ca și sistemul precedent. Spre deosebire de sistemul cu înclinație constantă, în acest sistem panta fiecărui tirant este variabilă după o funcție lineară.

O optimizare a sistemului “roata cu spițe” este documentată de Brunn și Schanack, care au ajuns la concluzia că dacă fiecare spiță se descompune în două spițe, iar rezultanta forțelor perechilor de tiranți este orientată spre centrul cercului din care face parte arcul conform figurii 220 de mai jos, se obține o distribuție uniformă a eforturilor în arce. În acest caz, singura variabilă implicată este unghiul dintre tiranții adiacenți la intersecția acestora.

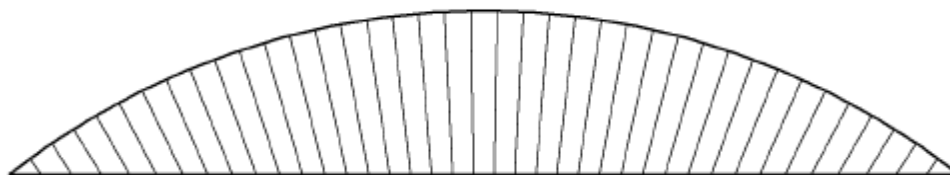


Fig. 220 Modelul cu tiranți având înclinație variabilă

Modelul s-a analizat pentru variantele cu tiranți cu înclinații variabile pentru domeniul de variație cuprins între -1 și 1 grad, având unghiul de început de 55 grade și un număr total de tiranți de 40 pe fiecare arc. (figura 218)

Numărul tiranților relaxați este relativ mare în acest aranjament al cablurilor. Cu cât unghiul cu planul orizontal este mai mare, cu atât numărul tiranților relaxați este mai mare. (Figura 222). În fiecare variantă analizată, tiranții de la extremități sunt relaxați.

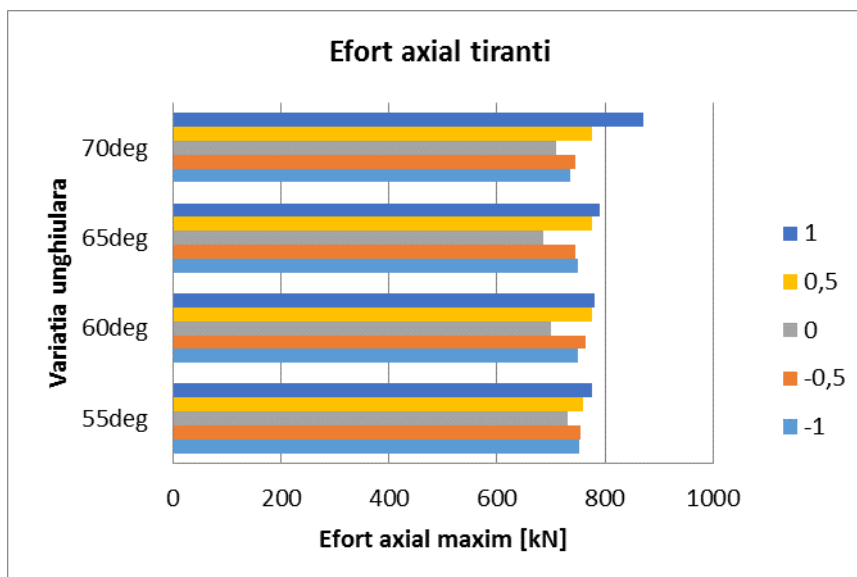


Fig. 221 Intinderea in tiranți la modelul cu tiranți înclinați neparaleli

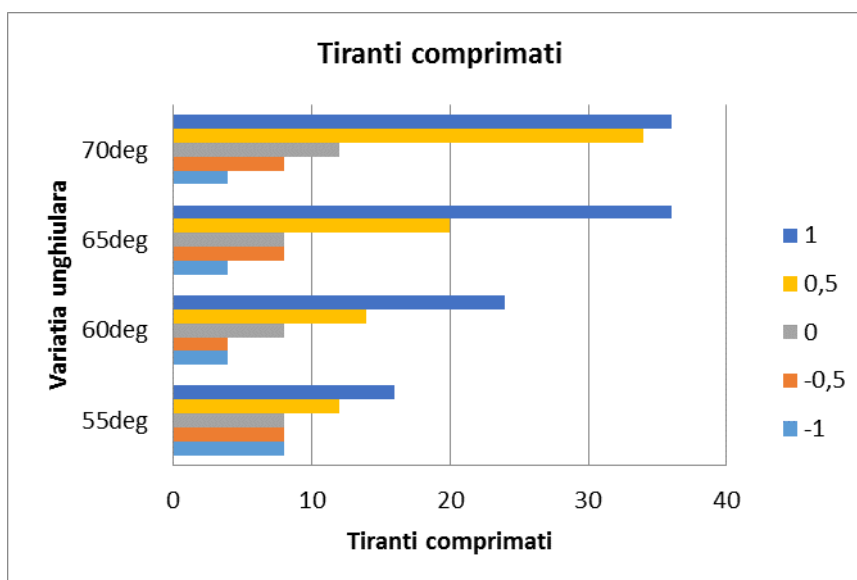


Fig. 222 Numarul de tiranți relaxați la modelul cu tiranți înclinați neparaleli

Momentele încovoietoare în arce indică faptul că variații ale înclinației tiranților de -1 grad și de 1 grad implică momente încovoietoare mari în arce. (Figura 223)

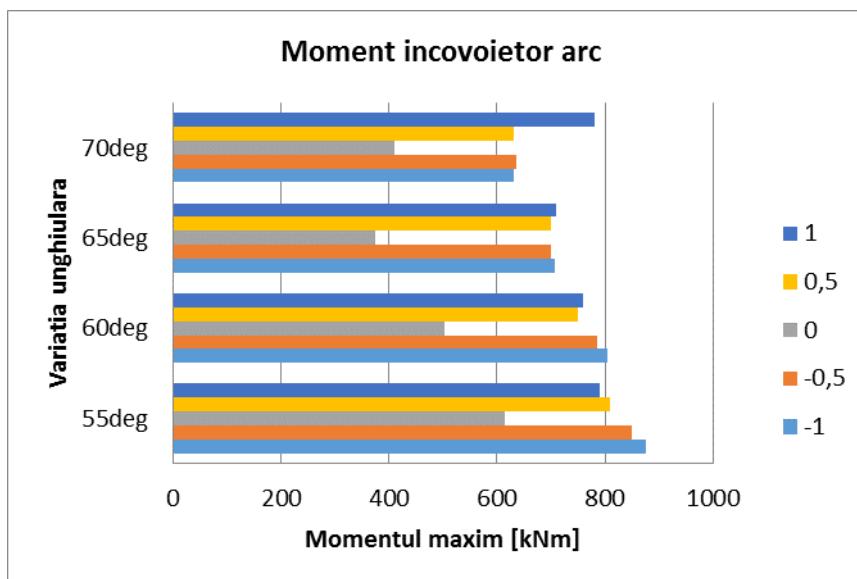


Fig. 223 Momentul maxim in arce la modelul cu tiranți înclinați neparaleli

Eforturile de compresiune în arc tind să scadă odată cu reducerea variației unghiulare. (Figura 224)

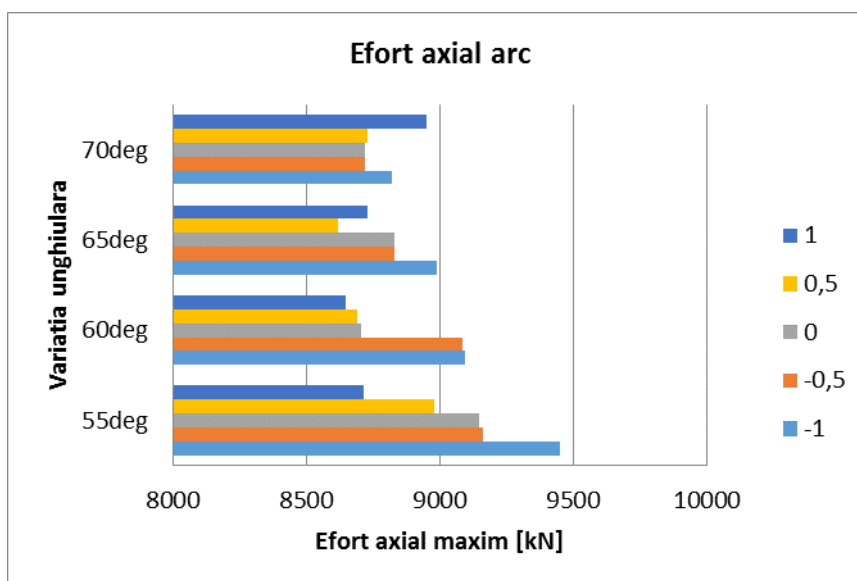


Fig. 224 Compresiunea in arce la modelul cu tiranți înclinați neparaleli

Momentul încovoietor și eforturile axiale în grinda tirant tind să crească odată cu creșterea variației unghiulare (Figura 225,226). Din figura 225 putem observa că cea mai convenabilă soluție pentru reducerea momentului încovoietor în grinda tirant este soluția cu înclinație constantă a cablurilor.

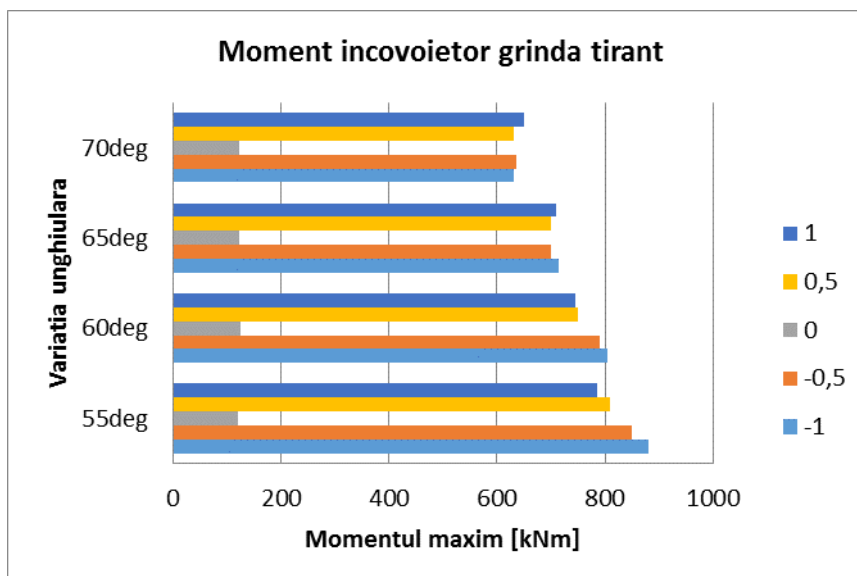


Fig. 225 Momentul incovoietor in grinda tirant la modelul cu tiranți înclinați neparaleli

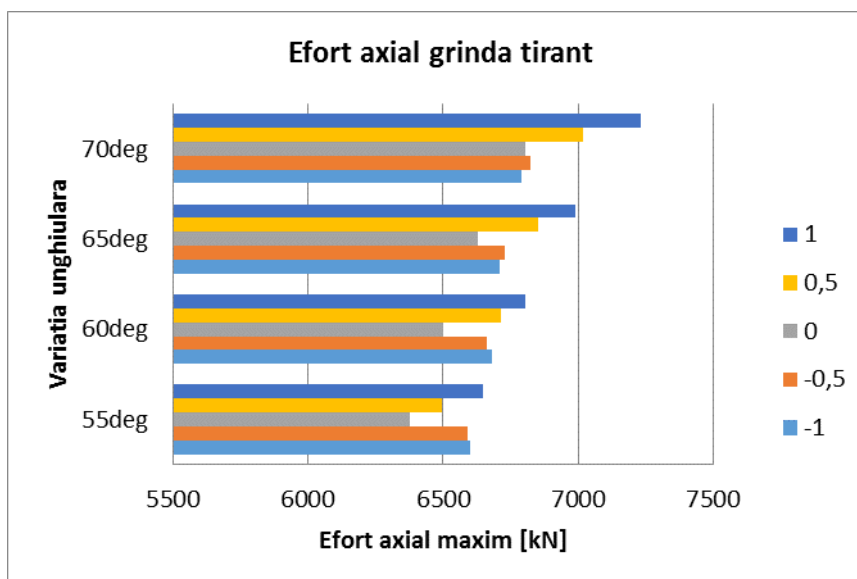


Fig. 226 Intinderea in grinda tirant la modelul cu tiranți înclinați neparaleli

Modele la scară

Modelul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 50 grade

Modelul studiat având caracteristicile generale menționate în capitolul anterior, are un număr de 22 tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 50 grade între cabluri, pe fiecare arc. (Figura 227)



Fig. 227 Modelul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 50 grade

În determinarea efectuată pentru cazul cu încărcare asimetrică nu s-au observat deplasări ale arcelor. Structura s-a încărcat asimetric pe jumătate de deschidere cu o longrină din profil metalic, distribuind prin antretoaze sarcina la arce. S-au realizat trei cicluri de încărcare-descărcare până la o forță de 20 kN. Se menționează că primii patru tiranți de la fiecare naștere s-au relaxat.

În cea de-a doua determinare, cazul cu încărcare simetrică, structura s-a încărcat până la cedare, urmărind modul de cedare. În cazul de față, cedarea s-a produs prin ruperea cablului cel mai solicitat la o forță uniform distribuită de 13.5 kN/m, echivalentul unei sarcini concentrate de 27 kN. (Figura 228)



Fig. 228 Momentul cedării la modelul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 50 grade

Modelul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 70 grade

Modelul studiat având caracteristicile generale menționate în capitolul anterior, are un număr de 22 tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 70 grade între cabluri, pe fiecare arc. (Figura 229)



Fig. 229 Modelul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 70 grade

În determinarea efectuată pentru cazul cu încărcare asimetrică nu s-au observat deplasări ale arcelor. Structura s-a încărcat asimetric pe jumătate de deschidere cu o longrină din profil metalic, distribuind prin antretoaze sarcina la arce. S-au realizat trei cicluri de încărcare-descărcare până la o forță de 20 kN. Se menționează că primii doi tiranți de la fiecare naștere s-au relaxat.

În cea de-a doua determinare, cazul cu încărcare simetrică, structura s-a încărcat până la cedare, urmărind modul de cedare. În cazul de față, cedarea s-a produs prin pierderea stabilității arcelor la o forță uniform distribuită de 18 kN/m, echivalentul unei sarcini concentrate de 36 kN. (Figura 230)



Fig. 230 Momentul cedării la modelul cu tiranți înclinați la 70 grade

Modelul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă cu aranjament tip spițe

Modelul studiat având caracteristicile generale menționate în capitolul anterior, are un număr de 22 tiranți înclinați cu înclinație variabilă dispuși în formă de spițe. (Figura 231)



Fig. 231 Momentul cedării la modelul cu tiranți tip spițe

În determinarea efectuată pentru cazul cu încărcare asimetrică s-au observat deplasări ale arcelor ca și în cazul tiranților verticali. Structura s-a încărcat asimetric pe jumătate de deschidere cu o longrină din profil metalic, distribuind prin antretoaze sarcina la arce. S-au realizat trei cicluri de încărcare-descărcare până la o forță de 20 kN. Se menționează că primii tiranți de la fiecare naștere s-au relaxat.

În cea de-a doua determinare, cazul cu încărcare simetrică, structura s-a încărcat până la cedare, urmărind modul de cedare. În cazul de față, cedarea s-a produs prin pierderea stabilității arcelor la o forță uniform distribuită de 18 kN/m, echivalentul unei sarcini concentrate de 36 kN. (Figura 232)



Fig. 232 Momentul cedării la modelul cu tiranți tip spițe

Modelul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă dublați de tiranți verticali

Modelul studiat având caracteristicile generale menționate în capitolul anterior, are un număr de 22 tiranți înclinați cu variație unghiulară, dublați de tiranți verticali în noduri. (Figura 233)



Fig. 233 Model la scara arc cu tiranți înclinați dublati

În determinarea efectuată pentru cazul cu încărcare asimetrică nu s-au observat deplasări ale arcelor. Structura s-a încărcat asimetric pe jumătate de deschidere cu o longrină din profil metalic, distribuind prin antretoaze sarcina la arce. S-au realizat trei cicluri de încărcare-descărcare până la o forță de 20 kN. Se menționează că primii tiranți de la fiecare naștere s-au relaxat.

În cea de-a doua determinare, cazul cu încărcare simetrică, structura s-a încărcat până la cedare, urmărind modul de cedare. În cazul de față, cedarea s-a produs prin pierderea stabilității arcelor la o forță uniform distribuită de 17.5 kN/m, echivalentul unei sarcini concentrate de 35 kN. (Figura 234)



Fig. 234 Momentul cedării la modelul cu tiranți înclinați dublati

IV.3.5 Interpretarea rezultatelor

În urma acestui studiu, pentru deschiderea de 100 de m studiată, se poate observa eficiența sistemului cu rețea de tiranți înclinați în raport cu cel cu tiranți verticali.

Din aranjamentele analizate, se observă că sistemul cu tiranți concurenți la un unghi de 60 grade determină rezultate optime. Cea mai eficientă soluție este cea cu tiranți înclinați cu înclinație constantă.

Cele mai mici eforturi în tiranți sunt obținute în modelul cu tiranți dispuși vertical. Totuși, aceasta configurație prezintă momente încovoietoare mari în arc și în grinda tirant.

Sistemul cu tiranți înclinați cu înclinație constantă reprezintă cea mai eficientă soluție. În aceasta configurație obținem cele mai mici eforturi axiale și momente încovoietoare în arce și în grinzile tirant.

Sistemul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă este mai puțin eficient decât sistemul cu tiranți înclinați cu înclinație constantă. Momentele încovoietoare sunt aproape duble atât în arce cât și în grinzile tirant în comparație cu sistemul cu înclinația constantă, iar tiranții comprimați se regasesc într-un număr mai mare în acest sistem. În general, cablurile comprimate sunt cele a caror înclinație este mai mare.

Efortul maxim din cabluri influențează eforturile din starea limită ultimă și joacă un rol important în rezistența la oboseală, de aceea trebuie efectuat un studiu amanunțit a rezistenței la oboseală a tiranților.

Lungimea de flambaj a arcelor variază în funcție de numărul și poziția tiranților. O analiză complexă a fenomenului flambaj trebuie efectuată pentru optimizarea structurală a podului.

În acest sistem, fiecare set de tiranți pornește de la un unghi de început, iar apoi crește sau scade în lungul podului. În acest studiu s-a considerat un unghi de început de 55 grade și o variație de 0.5 grade / tirant.

Efortul axial maxim în arc tinde să fie mai mic cu cât înclinarea este mai mare. Momentele încovoietoare rezultate în urma analizei arată că pentru tiranți mai înclinați, momentul încovoietor scade.

Variația unghiurilor tiranților nu pare să influențeze în mod semnificativ efortul axial în grinzile tirant, iar momentele încovoietoare în lungul grinzii scad cu creșterea unghiului.

Spre deosebire de sistemul cu tiranți înclinați cu înclinare constantă, pentru această deschidere s-au obținut rezultate mai defavorabile, care determină la randul lor secțiuni mai mari, respectiv costuri mai ridicate. Totuși, raportat la sistemul cu tiranți verticali, în această



UNIUNEA EUROPEANĂ



Fondul Social European
POSDRU 2007-2013



Instrumente Structurale
2007-2013



OIPOSDRU

MINISTERUL
EDUCAȚIEI ȘI
CERCETĂRII
ȘTIINȚIFICE



UNIVERSITATEA
TEHNICĂ
CLUJ-NAPOCA

configurație obținem o structură mai ușoară cu peste 30 %. Problema generală ce trebuie rezolvată este relaxarea tiranților.

În ceea ce privește rezultatul determinărilor în laborator se poate concluziona că pentru majoritatea cazurilor, cedarea s-a produs prin flambajul lateral al arcelor, indicând nivelul insuficient de contravântuire la partea superioară. Pe viitor se va avea în vedere realizarea unor machete îmbunătățite care să poată oferi rezultate concludente asupra sarcinii la rupere pentru configurațiile studiate.

V APLICAREA REZULTATELOR CERCETĂRII LA PROIECTAREA STRUCTURILOR CU CABLURI PORTANTE

V.1 SISTEMUL HOBANAT

V.1.1 Date generale despre modelul studiat

Evoluția programelor de calcul al structurilor a condus la reducerea timpului și simplificarea procedurilor pentru dimensionarea și verificarea structurilor complexe, reducându-se astfel riscul erorii umane la minim. Cu toate acestea, interpretarea rezultatelor oferite de aceste tehnologii moderne de calcul devine esențială, iar buna cunoaștere a programelor de calcul însoțită de experiența acumulată în practica curentă și cunoștințele dobândite prin cercetări, oferă practic soluții nelimitate în ceea ce privește proiectarea structurilor.

În prezentul capitol al cercetării s-a studiat comportarea unui pod hobanat pe faze de execuție și s-au prezentat pașii necesari pentru realizarea unei analize structurale pe faze de execuție, precum și determinarea forței de tensionare a cablurilor pentru fiecare etapă. O problemă în proiectarea și execuția podurilor hobanate este cea a cunoașterii forței din cabluri la fiecare moment.

Modelarea structurală s-a realizat cu ajutorul programului de calcul automat al structurilor CSi Bridge. Prin stabilirea condițiilor limită s-a determinat forța necesară de tensionare din cabluri în fiecare etapă de execuție.

V.1.2 Stabilirea datelor de intrare

Structura hobanată studiată în cazul de față este una simetrică, având modul de dispunere a hobanelor în sistem semi-harpă, cu două deschideri egale de câte 100m și un pilon central metalic. Tablierul este susținut de câte 9 perechi de hobane de fiecare parte a pilonului, la o echidistanță de 10 m. Capetele tablierului sunt simplu rezemate. Secțiunea transversală a tablierului constă într-un tablier casetat din beton armat precomprimat având înălțimea maximă a secțiunii de 60 cm și lățimea totală între punctele de susținere de 8,6 m. Modul de execuție al structurii este în consolă, pornind de la pilon, apoi alternativ, de o parte și de alta a acestuia realizându-se montajul segmentelor prefabricate de tablier.

La modelarea structurii în programul CSi Bridge s-au folosit elementele de tip „truss, beam, cable”, precum și legături rigide (rigid-links).

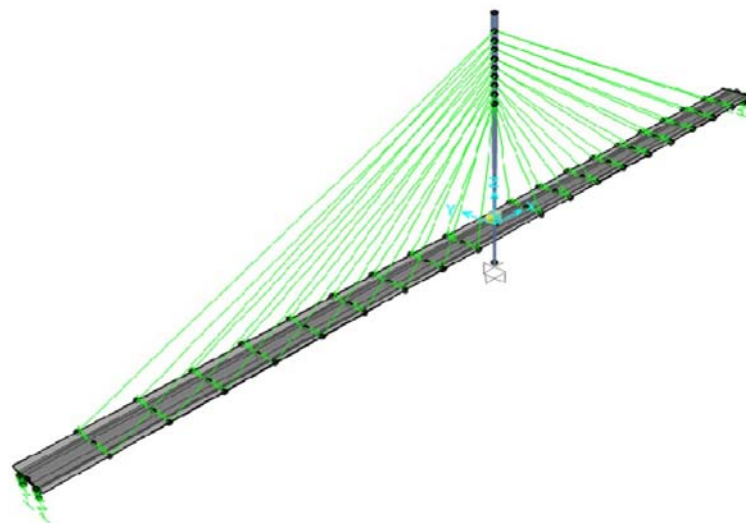


Fig. 235 Modelul analizat

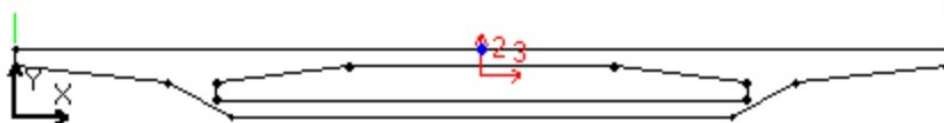


Fig. 236 Secțiunea transversala a tablierului

În ceea ce privește pilonul, s-a studiat varianta cu un singur pilon central metalic, cu înălțimea de 60 m cu secțiune circulară variabilă pe înălțime, având diametrul la bază de 1,2 m, iar în vârf de 0,6 m și o grosime constantă a peretelui de 50 mm. Pilonul s-a considerat încadrat în terenul de fundare/pila de beton. Capetele deschiderilor sunt rezemate pe culee elastice ce permit translatările după axa longitudinală.

Hobanele, în total 18 perechi, au diametrul de 40 mm și sunt ancorate la nivelul superior al pilonului, la o distanță de 4 m de vârf, distribuite pe înălțime la o echidistanță de 2 m. În lungul talbierului punctele de prindere a hobanelor sunt dispuse la o echidistanță de 10 m, iar unghiurile hobanelor față de pilă variază între 63° și 11° .

Modelarea structurii începe prin definirea materialelor utilizate în analiză cu proprietățile corespunzătoare fiecărui tip de element. Următorul pas este trasarea axului podului, poziționând originea în centrul axei. Apoi se vor declara secțiunile necesare pentru pilon, respectiv secțiunea de la bază și cea din vârf. Apoi, utilizând funcția Nonprismatic

Section Definition aceste secțiuni se atribuie obiectului "PILON" creat în editorul de secțiuni non-prismatice, menționând că secțiunea variază linear pe lungimea elementului de tip bară pornind de la secțiunea "PILON JOS" atribuită la baza elementului de tip bară, respectiv "PILON SUS" la vârful acestuia. După această etapă se poate demara trasarea elementul PILON. Se începe prin copierea nodurilor la parametrii stabiliți, respectiv la 10 m sub axul podului și 50 m deasupra acestuia, intersectând axul prin punctul de origine. Apoi se trasează bara și se atribuie proprietățile definite în editorul de secțiuni non-prismatice.

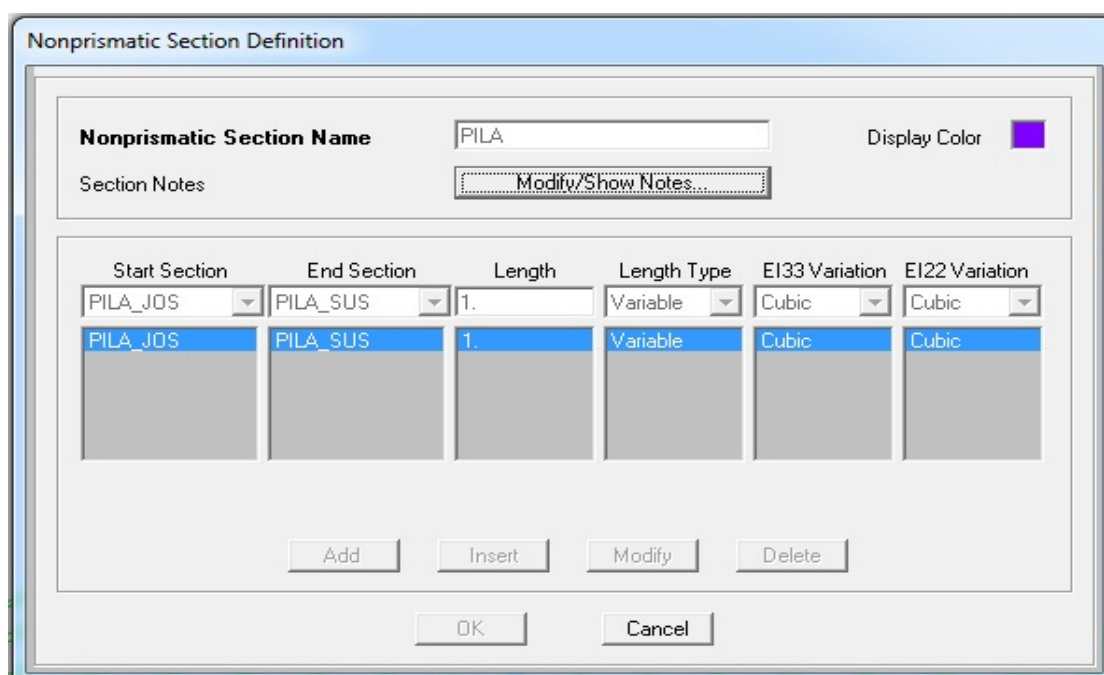


Fig. 237 Definirea secțiunii pilonului

În continuare se copiază punctele corespunzătoare fiecărui nod, atât în lungul axului tablîerului, cât și în lungul pilonului, reprezentând nodurile modelului.

Secțiunea transversală a tablîerului se generează pornind de la o secțiune predefinită de tablîer de tip casetat, introducând dimensiunile dorite. După ce s-a trasat bara reprezentând axul tablîerului, se aplică secțiunea pe elementul de tip bară. Elementul de tip bară se divizează în tronsoane de câte 10 m, corespunzătoare nodurilor cu rețeaua de cabluri.

Pornind din fiecare nod se trasează elemente de tip bară de o parte și de alta a tablîerului până la o distanță de 4.2 m. Legătura dintre aceste puncte rezultate și tablîer se asigură prin atribuirea proprietății de link rigid "rigid link" considerând astfel aceste legături ca niște antretoaze infinit rigide, de capetele carora se vor prinde elementele de tip cablu.

Accesând butonul de modificare a proprietăților materialelor, vom selecta opțiunile "CREEP" și "SHRINKIGE" din panoul cu proprietățile avansate ale betonului pentru a ține cont în analiză de curgerea lentă și contracția betonului.

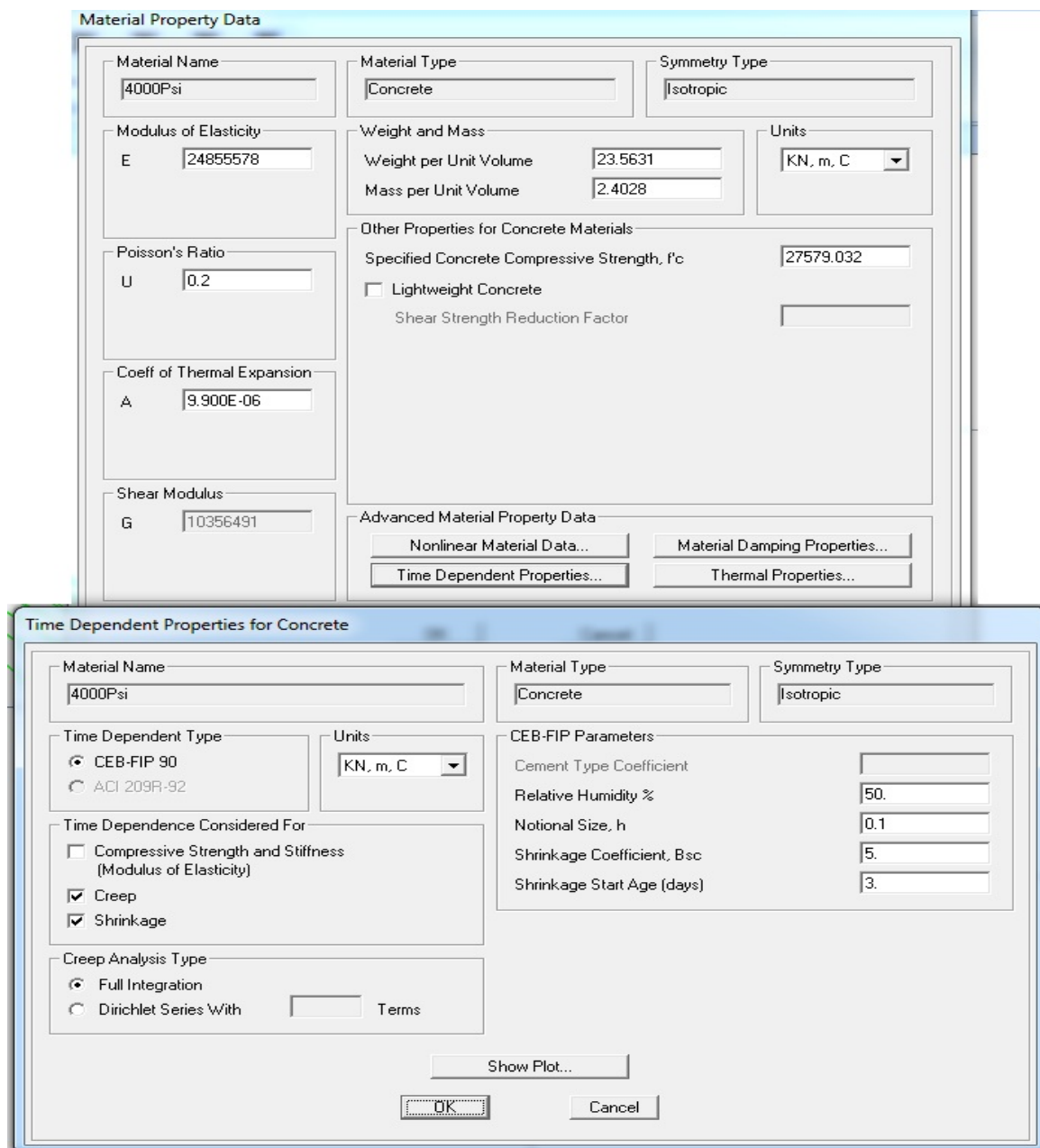


Fig. 238 Definirea proprietatilor betonului

Hobanele se definesc într-un obiect "HOBANA" cu dimensiunile precizate, și se atribuie materialul oțel cu caracteristicile definite la început. Obiectul a fost atribuit elementelor de tip bară trasate între pilon și tablă.

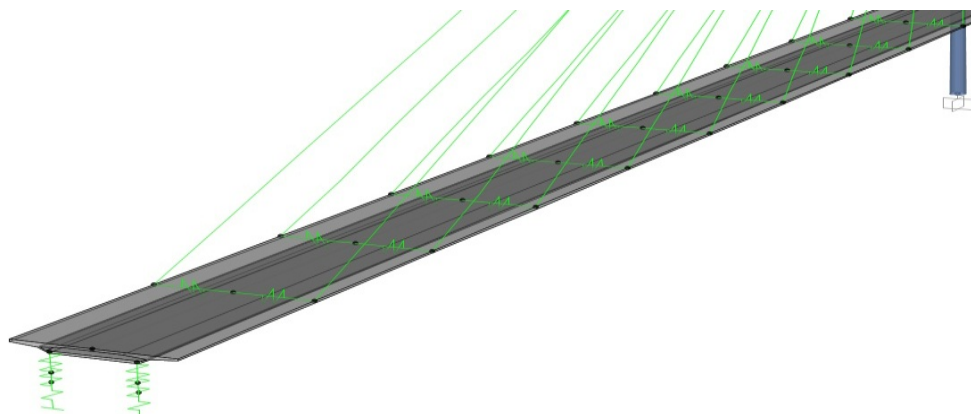


Fig. 239 Modelarea tablierului și a prinderilor

Folosind funcția Bridge Bearing Data se definesc condițiile de rezemare pentru pilon și pentru tablier, stabilind pentru fiecare gradele de libertate suprimate, astfel, pilonul se va încadra la bază, având toate rotirile și deplasările blocate prin alegerea tipului de legătură FIXED, iar capetele tablierului descărca prin nodurile de la capetele linkurilor rigide. Astfel, la capetele tablierului se vor suprima gradele de libertate corespunzătoare, blocarea translatației pe verticală și blocarea translatației transversale, iar rotirile și deplasarea în sens longitudinal vor fi permise.

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: BRG1

Units: KN, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

| DOF/Direction | Release Type | Stiffness |
|---|--------------|-----------|
| Translation Vertical (U1) | Fixed | |
| Translation Normal to Layout Line (U2) | Fixed | |
| Translation Along Layout Line (U3) | Free | |
| Rotation About Vertical (R1) | Free | |
| Rotation About Normal to Layout Line (R2) | Free | |
| Rotation About Layout Line (R3) | Free | |

OK Cancel

Fig. 240 Gradele de libertate ale reazemelor

Următoarea etapă, foarte importantă, este organizarea elementelor structurale în grupuri, respectiv vom selecta pe rând perechile de hobane, fiecare pereche de pe o parte a pilonului va fi asociată cu corespondenta ei de pe cealaltă parte a pilonului și cu tronsoanele de tablier aferente și se vor introduce în grupuri, rezultând 9 grupuri a câte 4 cabluri și 2 tronsoane de tablier, denumite "TABL1 , TABL2, ... ,TABL9". Tronsoanele marginale ale tablierului, împreună cu culeele se vor introduce în grupul "TABL10". Se va genera și grupul pentru pilon.

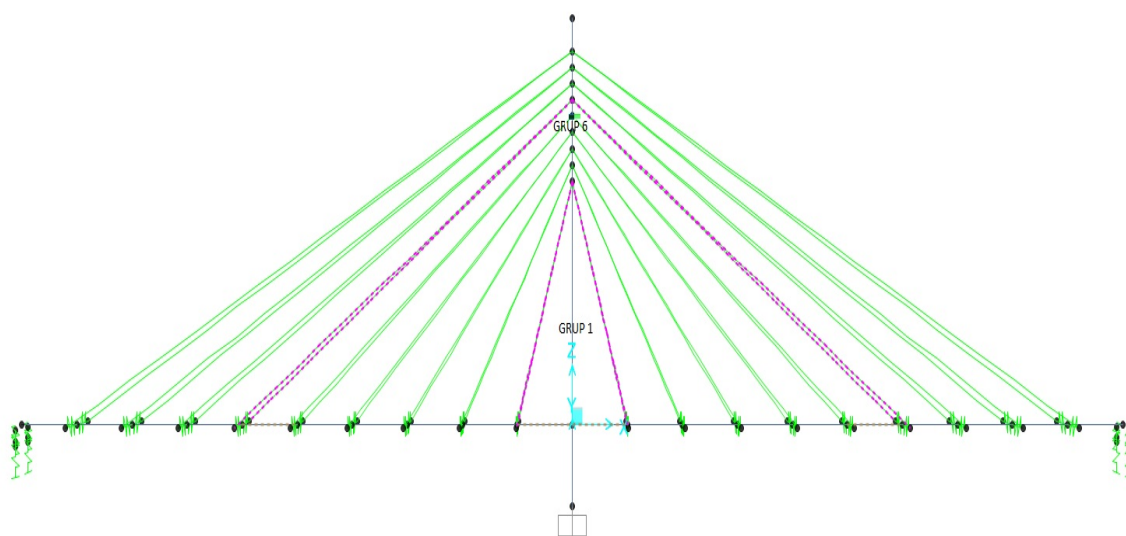


Fig. 241 Gruparea elementelor structurale

În continuare se definește graficul de execuție a structurii, în care se declară durata în zile a fiecărei etape de execuție asociată cu grupurile structurale create. Astfel pentru fiecare grup creat se atribuie câte 3 zile cu excepția grupului PILON, la care se atribuie 7 zile. S-a aplicat un factor parțial de siguranța pentru încărcările din greutate proprie de 2. Pentru elementele tablierului, acestea fiind din beton, se introduce și durata de realizare a două tronsoane consecutive ținând cont de durata necesară întăririi betonului de monolitizare, adică 14 zile până când betonul atinge 50% din rezistența specifică a acestuia. Toate aceste date se ordonează cronologic, cu respectarea tehnologiei de execuție, dinspre pilon spre extremități, alternativ de o parte și de alta a pilonului, rezultând graficul de execuție.

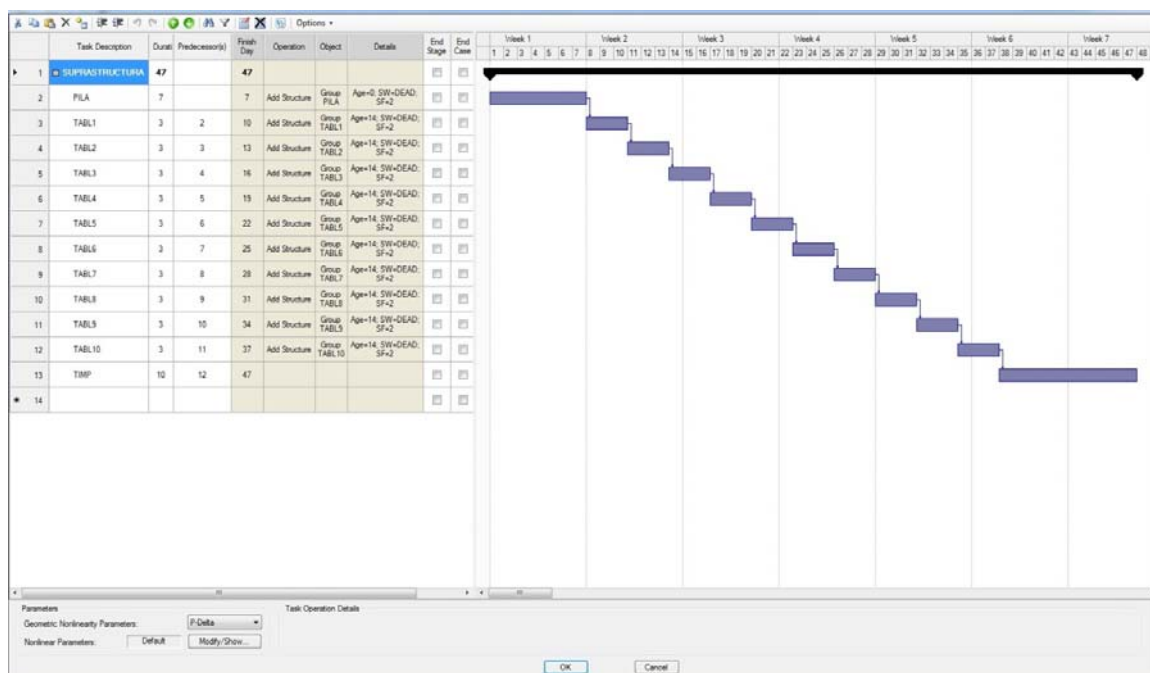


Fig. 242 Planificarea realizării elementelor de tablă în etape

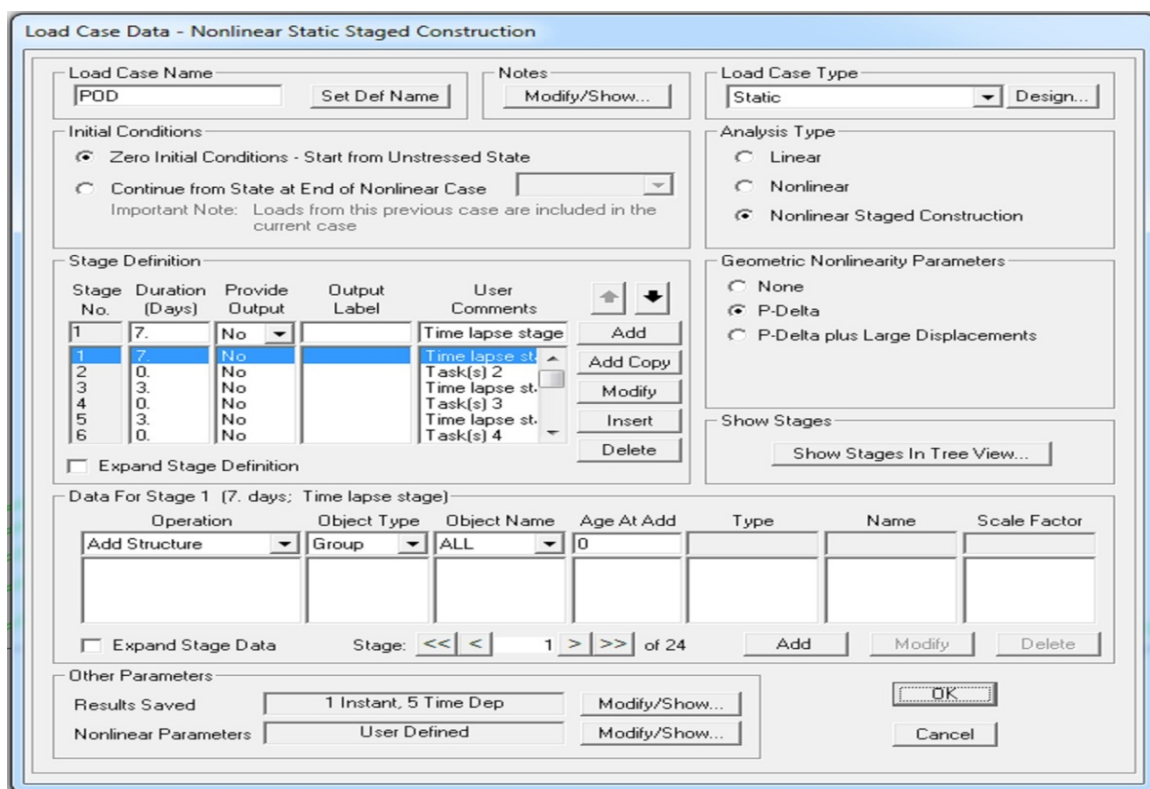


Fig. 243 Prezentarea cazului de încărcare dependent de timp

Cu aceste date declarate programul își va genera singur cazul de încărcare dependent de timp (Time-Dependent) în ordinea declarată în graficul de execuție. Pornind de la acest caz de încărcare generat "PROGRAM-ZERO", se crează o copie a acestuia, pe care o

redenumim "POD" pentru a putea modifica parametrii cazului de încărcare. Apoi se introduc cazurile de încărcare din greutate proprie a elementelor structurale și se pregătește rularea analizei.

Rezultatele primei analize pun în evidență creșterea deplasărilor verticale ale tablierului spre capetele acestuia, valorile acestora fiind cuprinse între 10,9 cm în nodul de lângă pilon și 2.01 m la capătul acestuia. Această deformată prezintă deplasări de ordinul metrilor ca urmare a alungirii cablurilor sub încărcările transmise de tablier.

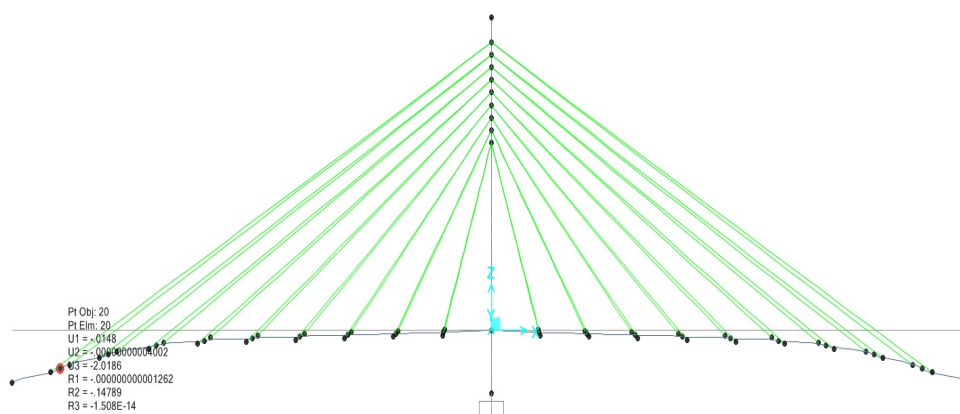


Fig. 244 Deplasările nodurilor in cazul de încărcare "POD"

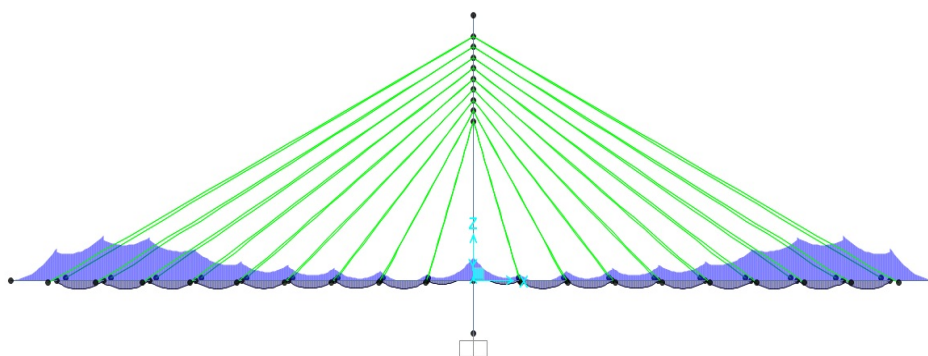


Fig. 245 Desfasurata momentelor încovoietoare in cazul de încărcare "POD"

Urmărind desfășurata momentelor încovoietoare în lungul tablierului putem observa creșterea momentelor spre extremități. Programul permite vizualizarea eforturilor și a deplasărilor în fiecare fază de execuție generată în graficul de execuție. De asemenea, utilizând funcția Display Plot Function Traces, selectând cazul de încărcare dorit și rezultatul urmărit (efort/deplasare), programul generează un grafic al funcției definite pe durata de afișare indicată, respectiv de la ziua 0, până la finalizarea ultimului tronson din tablier.

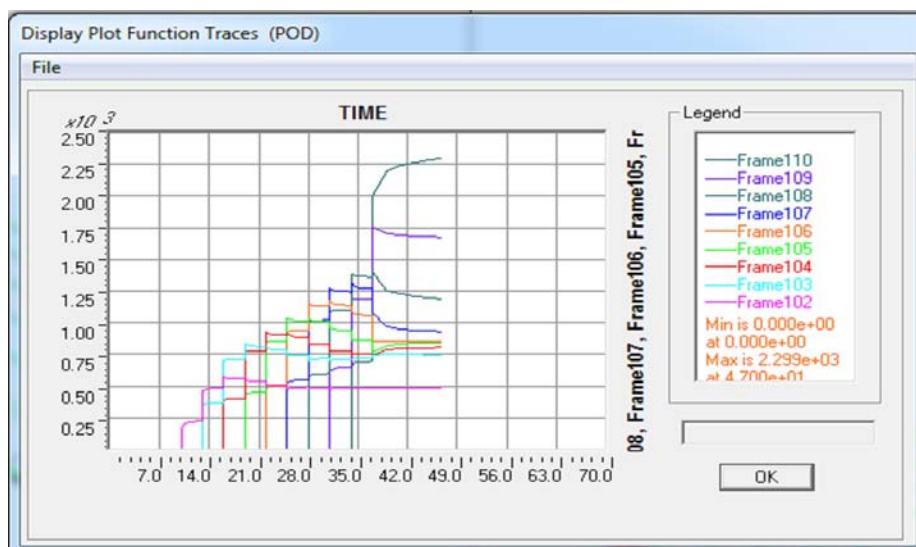


Fig. 246 Evoluția eforturilor în hobane în timpul execuției

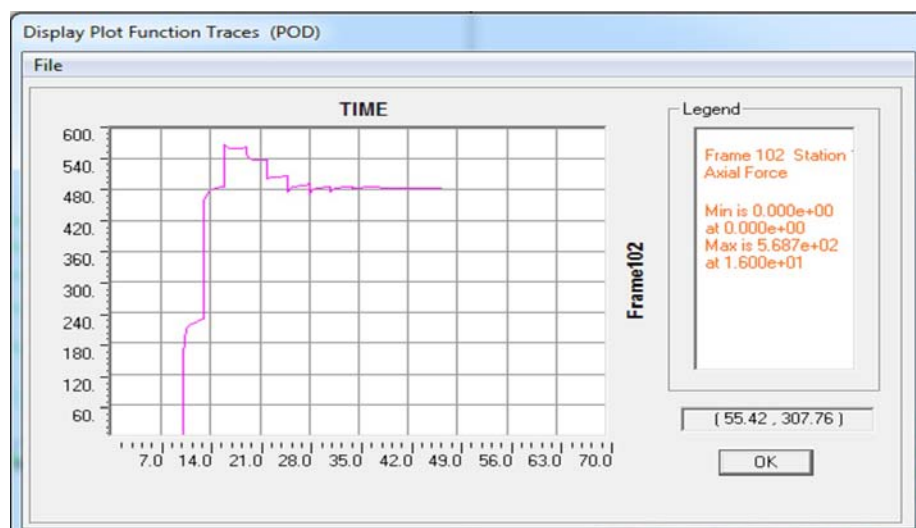


Fig. 247 Variația efortului în timpul execuției la prima pereche de cabluri executate

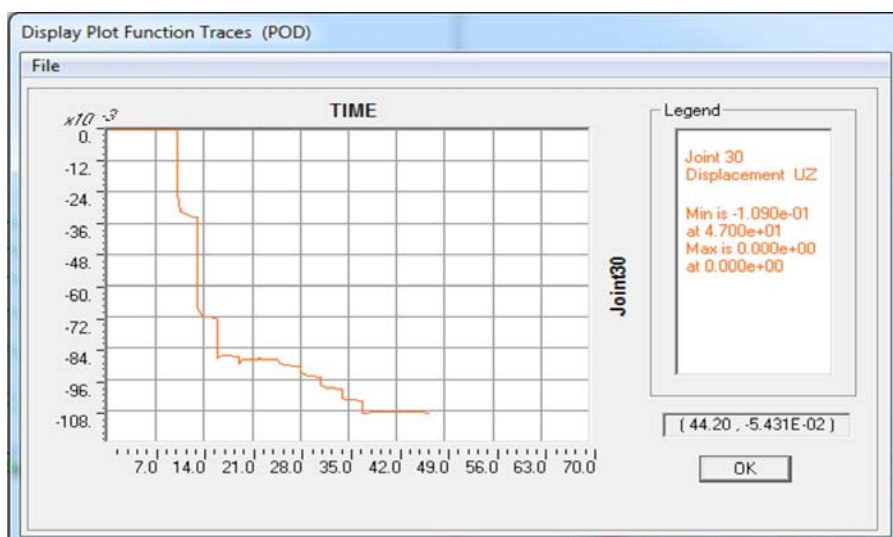


Fig. 248 Deplasările verticale ale nodului 30 pe durata execuției

Pornind de la acest set de rezultate, se stabilesc condițiile pentru efectuarea unei optimizări automate, respectiv se definesc niște variabile și niște valori țintă pe care programul trebuie să le verifice.

În cazul de față variabilele vor fi forța din hobane corespunzătoare atingerii valorii țintă, respectiv deplasarea nodului. Acest proces se va realiza cu funcția LOAD OPTIMIZER. Când folosim funcția de optimizare a programului se disting 3 situații:

1. Când numărul variabilelor este mai mare decât numărul valorilor țintă.
2. Când numărul de variabile este egal cu numărul valorilor țintă.
3. Când numărul variabilelor este mai mic decât numărul valorilor țintă.

Datorită simetriei structurii, este suficient să determinăm valorile pentru jumătate de structură. Avem deci 9 perechi de hobane, reprezentând variabilele și 9 noduri reprezentând valorile țintă, încadrându-ne astfel în situația a două în care numărul variabilelor este egal cu numărul valorilor țintă.

Se generează un nou model de încărcare, denumit "TENSIONARE" pentru tensionarea cablurilor, iar apoi se selectează toate elementele de tip cablu, respectiv hobanele, și li se atribuie câte o forță de pretensionare unitară de tip "strain" cu o valoare de 0.001 kN, sub modelul de încărcare "TENSIONARE".

Apoi se crează un nou caz de încărcare neliniar, ținând cont de fazele de execuție "NONLINEAR STAGED CONSTRUCTION" care se numește "STRANS".

Acest caz va demara la sfarsitul cazului de încărcare "POD" care este cazul dependent de graficul de execuție. Apoi se adaugă o încărcare utilizând funcția "load object" la fiecare dintre cele 9 grupuri care includ cabluri declarate anterior "TABL1, TABL2.....,TABL9".

Load Case Data - Nonlinear Static Staged Construction

Load Case Name: STRANS1 Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case POD
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Stage Definition:

| Stage No. | Duration (Days) | Provide Output | Output Label | User Comments |
|-----------|-----------------|----------------|--------------|---------------|
| 1 | 0 | No | | |
| 1 | 0 | No | | |

Buttons: Add, Add Copy, Modify, Insert, Delete

Expand Stage Definition Show Stages: Show Stages In Tree View...

Data For Stage 1 (0. days):

| Operation | Object Type | Object Name | Age At Add | Type | Name | Scale Factor |
|--------------|-------------|-------------|------------|--------------|------------|--------------|
| Load Objects | Group | TABL1 | | Load Patte | TENSIONA | 1. |
| Load Objects | Group | TABL1 | | Load Pattern | TENSIONARE | 1. |
| Load Objects | Group | TABL2 | | Load Pattern | TENSIONARE | 1. |
| Load Objects | Group | TABL3 | | Load Pattern | TENSIONARE | 1. |
| Load Objects | Group | TABL4 | | Load Pattern | TENSIONARE | 1. |

Expand Stage Data Stage: << < 1 > >> of 1 Add Modify Delete

Other Parameters:
 Results Saved: End of Final Stage Only Modify/Show...
 Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...
 OK Cancel

Fig. 249 Cazul de încărcare "STRANS"

Se trece la funcția de optimizare "LOAD OPTIMIZER", se completează parametrii de rulare, și anume: denumirea optimizării, numărul de iterații, toleranțele, și se selectează tipul de caz de încărcare pentru construcție pe faze de execuție denumită "STAGED CONSTRUCTION". Apoi se selectează cazul de încărcare "STRANS" creat anterior. Se observă că în tabel sunt afișate datele declarate în acest caz de încărcare.

În această fază se pot completa valorile limită ale deplasări nodurilor pe direcția verticală (U3). În cazul de față se setează la -0.01 m, reprezentând valorile țintă și se rulează din nou analiza.

CSiLoadOptimizer v1.0.0

Name: Max. Iterations: Current Prob. Type:

Load Case Type: Accel. Factor: Only Goals will be utilized

Load Case: Rel. Conv. Tol.: Obj. Function Type:

Load Assignments (Number of Variables: 9) Hide Fixed

| Stage | Operation Type | Object Type | Object Name | Load Type | Load Name | Scale Factor | Variable | Relative Cost | Perturbation Factor |
|-------|----------------|-------------|-------------|-----------|------------|--------------|----------|---------------|---------------------|
| 1 | 4 | Group | TABL1 | Load | TENSIONARE | 1 | Variable | 1 | 0.001 |
| 1 | 4 | Group | TABL2 | Load | TENSIONARE | 1 | Variable | 1 | 0.001 |
| 1 | 4 | Group | TABL3 | Load | TENSIONARE | 1 | Variable | 1 | 0.001 |
| 1 | 4 | Group | TABL4 | Load | TENSIONARE | 1 | Variable | 1 | 0.001 |
| 1 | 4 | Group | TABL5 | Load | TENSIONARE | 1 | Variable | 1 | 0.001 |
| 1 | 4 | Group | TABL6 | Load | TENSIONARE | 1 | Variable | 1 | 0.001 |
| 1 | 4 | Group | TABL7 | Load | TENSIONARE | 1 | Variable | 1 | 0.001 |
| 1 | 4 | Group | TABL8 | Load | TENSIONARE | 1 | Variable | 1 | 0.001 |

Goals and Limits (Number of Goals: 9, Number of Limits: 0) Delete Goal

| Type | Name | Location | Component | Sense | Target Value | Stage | Relative Benefit | Absolute Tolerance |
|--------------------|------|----------|-----------|-------|--------------|-------|------------------|--------------------|
| Joint Displacement | 33 | | U3 | = | -0.01 | 1 | 1 | 1E-06 |
| Joint Displacement | 34 | | U3 | = | -0.01 | 1 | 1 | 1E-06 |
| Joint Displacement | 35 | | U3 | = | -0.01 | 1 | 1 | 1E-06 |
| Joint Displacement | 36 | | U3 | = | -0.01 | 1 | 1 | 1E-06 |
| Joint Displacement | 37 | | U3 | = | -0.01 | 1 | 1 | 1E-06 |
| Joint Displacement | 38 | | U3 | = | -0.01 | 1 | 1 | 1E-06 |
| * | | | | | | | | |

Resources Current Units:

Fig. 250 Optimizarea încărcărilor

Dupa ce a fost rulatã analiza, programul ne atenționează dacă a găsit soluția optimă pentru condițiile impuse anterior. Afișând rezultatele eforturilor și deplasărilor pentru noul caz de încărcare, în comparație cu prima analiză, putem observa diferențele și putem concluziona că programul a determinat forța necesară de tensionare a hobanelor pentru fiecare etapă de execuție.

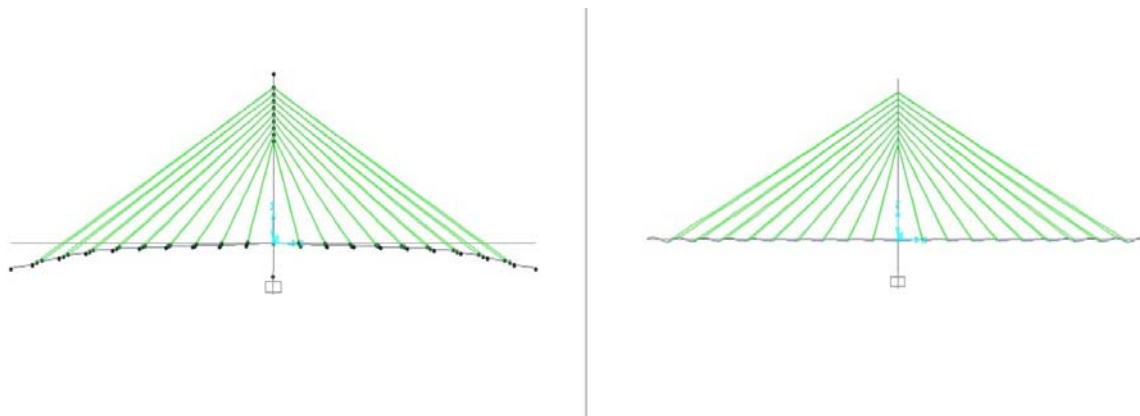


Fig. 251 Comparatia rezultatelor inainte si dupa optimizare

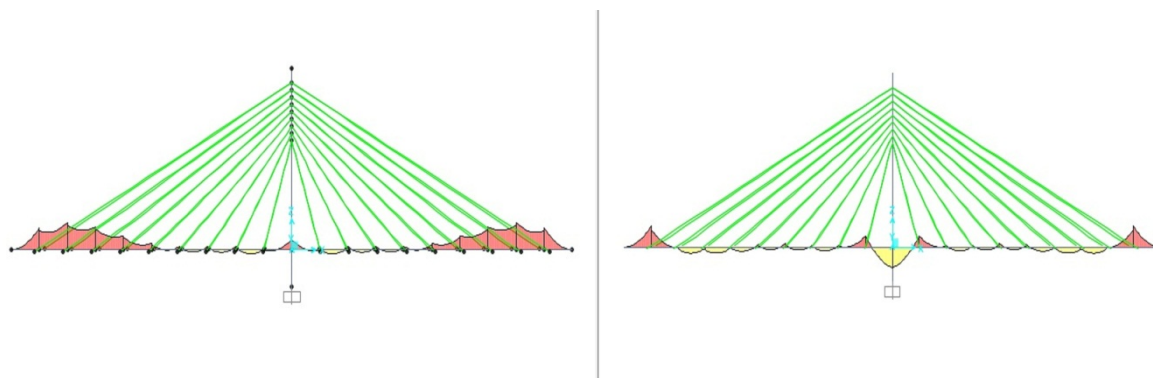


Fig. 252 Comparatia momentelor încovoietoare înainte și după optimizare

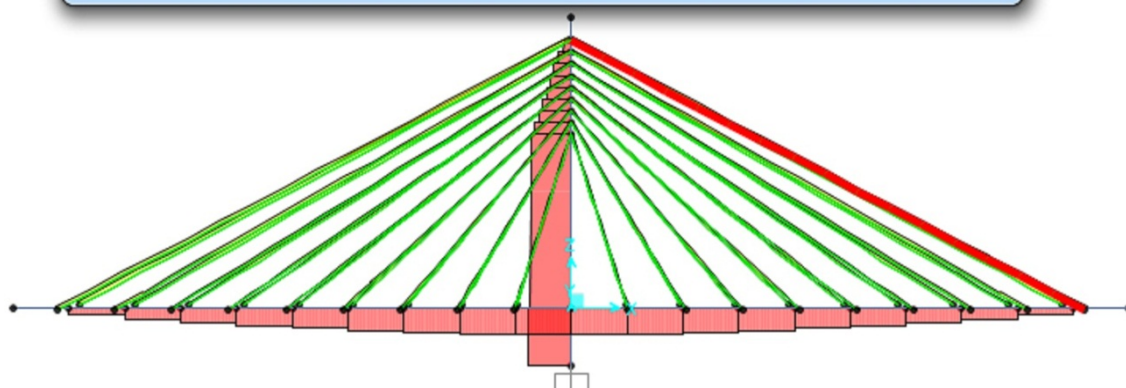
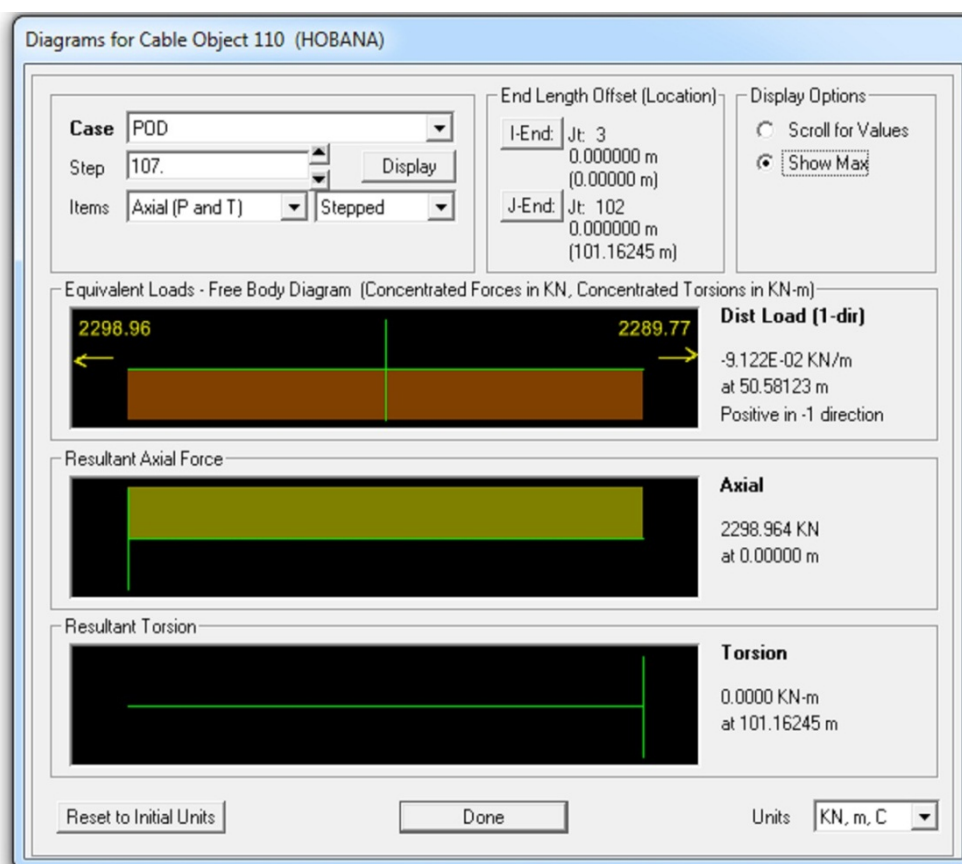


Fig. 253 Valoarea efortului de întindere în ultima pereche de hobane, neoptimizată

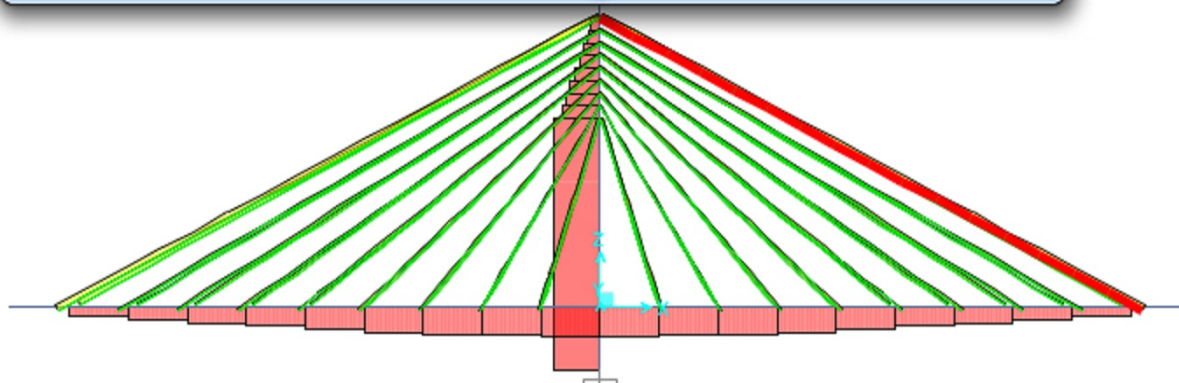
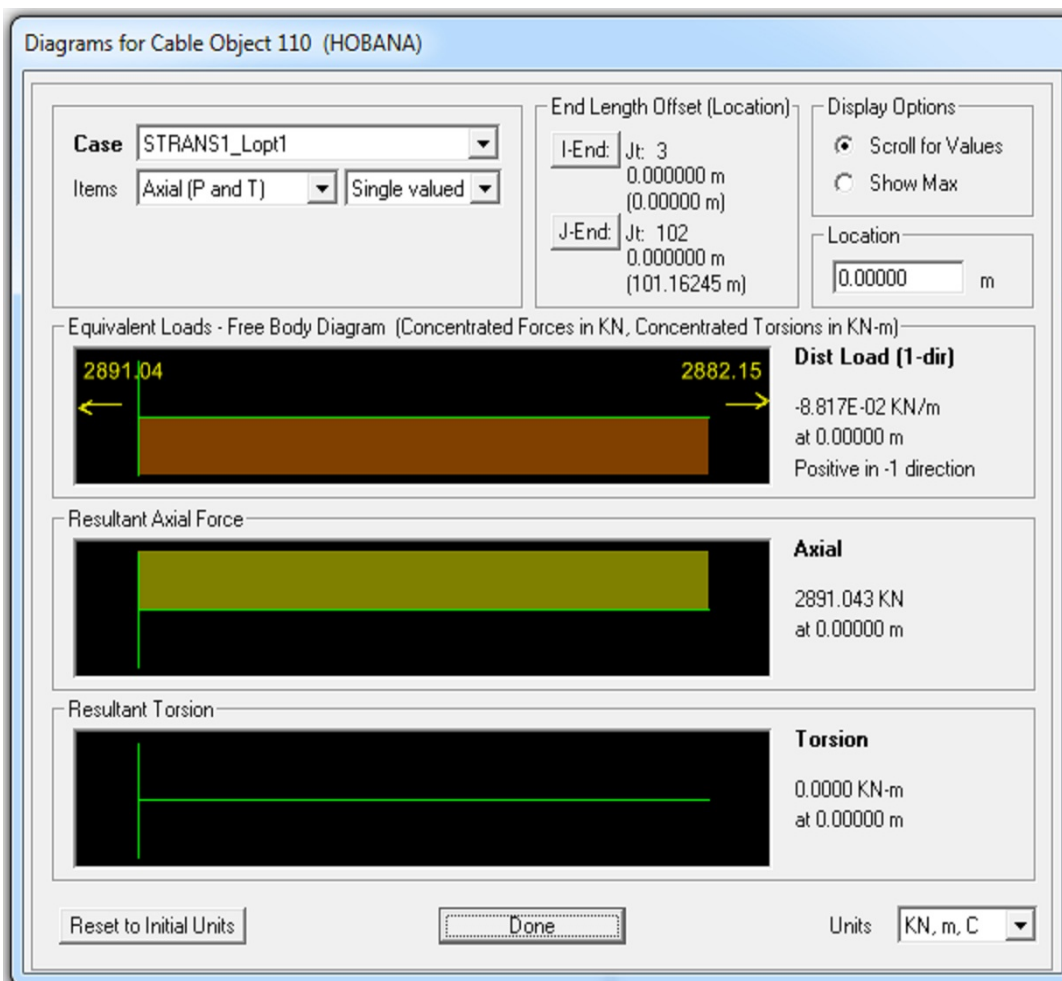


Fig. 254 Valoarea efortului de întindere în ultima pereche de hobane, optimizată

V.1.3 Interpretarea rezultatelor

În urma analizei structurale a modelului se observă că programul a găsit soluțiile și a limitat deplasările nodurilor tablierului la 0.01 m. De asemenea se observă că efortul de întindere din fiecare hobană a fost actualizat pentru limitarea deplasărilor în fiecare etapă de execuție, crescând cu până la 590 kN în ultima pereche de hobane. Valorile momentelor încovoietoare s-au modificat după optimizare și anume:

NEOPTIMIZAT : MAX: 556.664 kN*m MIN: -8410.29 kN*m

OPTIMIZAT: MAX: 5923.174 kN*m MIN: -6089.89 kN*m

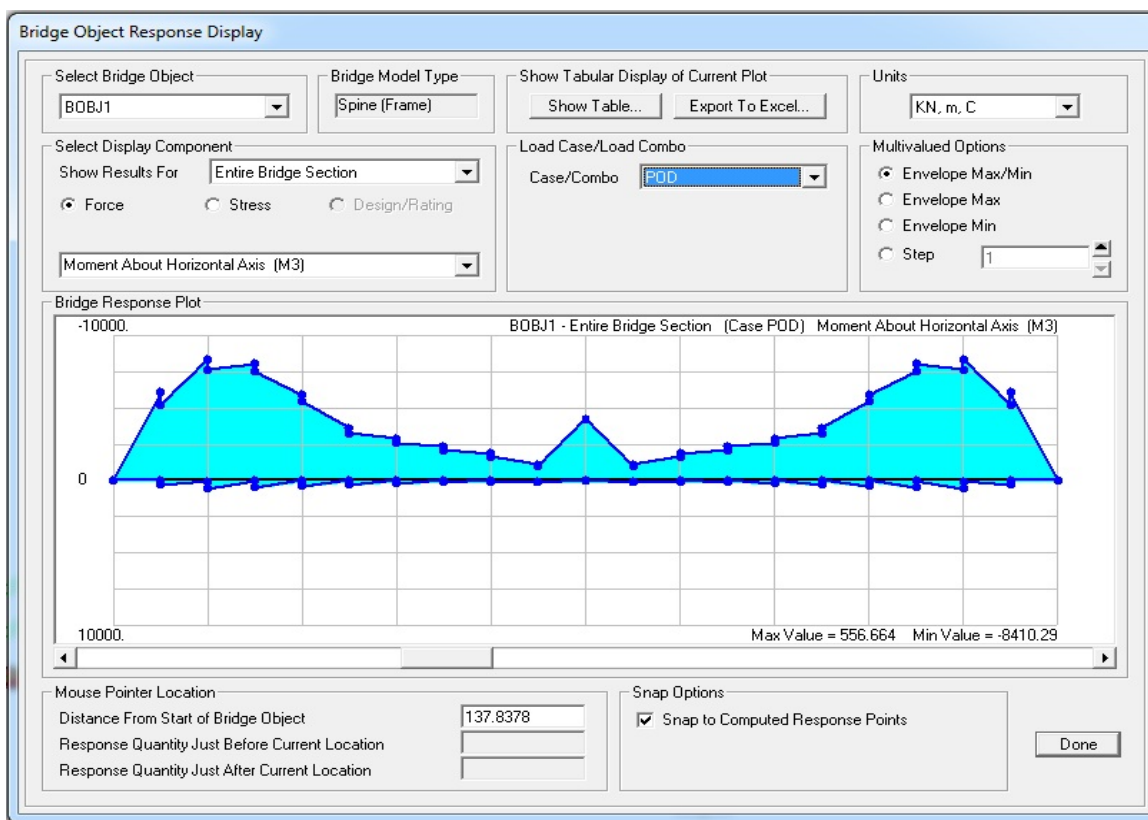


Fig. 255 Desfasurata momentelor încovoietoare , neoptimizat

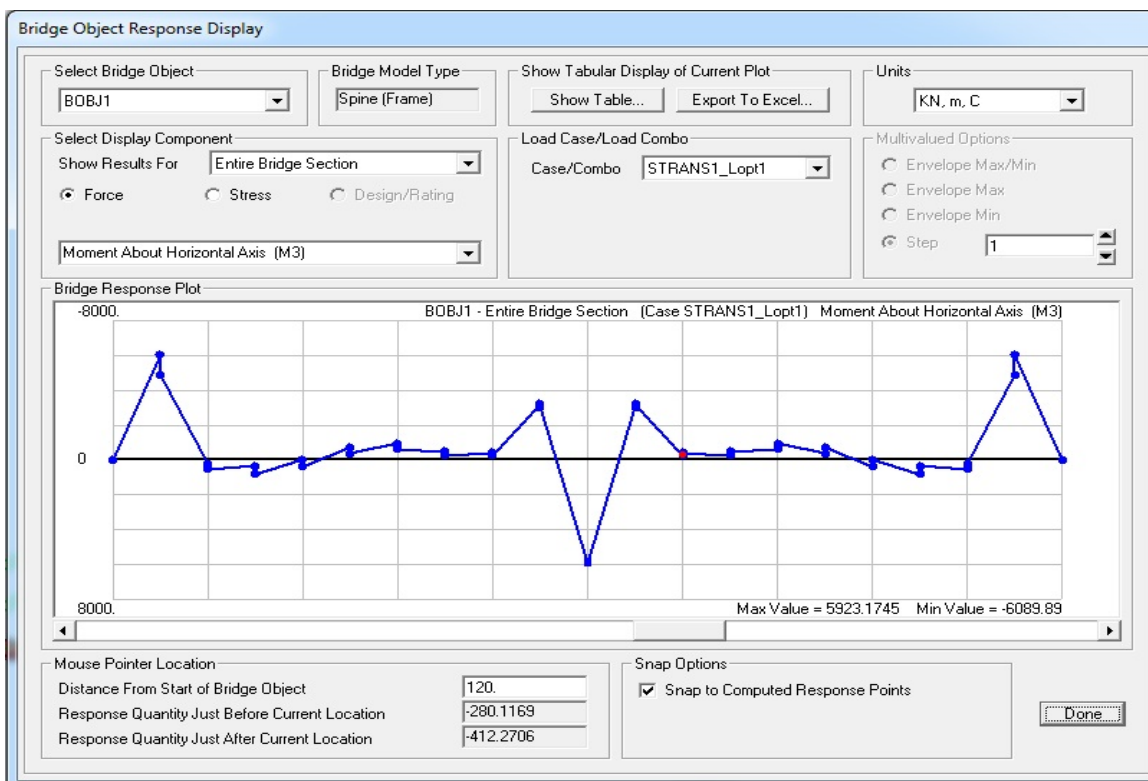


Fig. 256 Desfasurata momentelor încovoietoare , optimizat

V.2 SISTEMUL SUSPENDAT

V.2.1 Date generale despre modelul studiat

În acest subcapitol se prezintă aplicarea cercetărilor efectuate la predimensionarea unui pod suspendat peste râul Iza, în comuna Rozavlea, pentru care s-a întocmit o documentație tehnico-economică la faza Studiu de Fezabilitate, la care autorul a avut calitatea de șef de proiect.

Din punct de vedere funcțional, podul propus va avea o bandă de circulație cu lățimea de 5 m și va asigura circulația atât vehiculelor cu sarcina maximă admisă de 10 t (exceptional 40 t), cât și a pietonilor. Podul propus va fi amplasat în aliniament, dispus perpendicular pe axul de curgere al râului Iza și va asigura trecerea debitului de calcul la asigurarea de 1%. Cota intrados a tablierului a rezultat din dimensionarea hidraulică, astfel încât descărcarea debitelor de calcul și de verificare să se facă în condiții de siguranță și să fie asigurată și înălțimea de liberă trecere sub pod. Prin proiect se urmărește asigurarea cerințelor fundamentale de siguranță și stabilitate, asigurarea siguranței circulației, precum și confortul participanților la trafic. Nu în ultimul rând, încadrarea lucrării de artă în peisaj este un factor determinant la alegerea soluției tehnice.

Din punct de vedere constructiv, soluția propusă constă într-un pod suspendat având trei deschideri dintre care o deschidere centrală de 60 m și două deschideri adiacente de 16 m, având tablierul realizat în structură compusă oțel-beton, piloni metalici articulați la bază și infrastructuri din beton armat, fundate indirect. Suprastructura este alcătuită în secțiune transversală din două grinzi principale și antretoaze solidarizate la partea superioară prin intermediul unei plăci de beton compusă din predale prefabricate și beton de monolitizare având conlucrarea cu rețeaua de grinzi metalice prin intermediul conectorilor de tip Nelson și contravântuite în plan orizontal. Tablierul este susținut la extremitățile antretoazelor prin intermediul suspensorilor de două cabluri portante. Planele determinate de cabluri sunt înclinate înspre exteriorul podului cu 10 grade pentru a prelua o parte din acțiunile orizontale ce acționează asupra podului. Pilonii ce susțin cablurile și transmit infrastructurilor eforturile se vor realiza articulați la bază și vor fi metalici. Cablurile se vor ancora la capetele podului în masive de ancoraj formând corp comun cu culeele.

Atât culeile cât și pilele vor fi fundate indirect prin intermediul piloților forati de diametru mare. Necesitatea soluției de fundare indirecte se justifică la culei din faptul că acestea trebuie să preia componenta orizontală a reacțiunii din cabluri, iar pentru pile din motivul că acestea vor transmite terenului de fundare atât sarcinile permanente cât și cele

utile ale întregului pod, dar și pentru prevenirea deplasării pe verticală a radierului ca urmare a afuierilor care pot apărea în timp.

Din punct de vedere tehnologic, podul propus se va realiza în mare parte în uzină cu excepția infrastructurilor, reducând astfel timpul de execuție propriu-zisă. Metoda de montaj propusă constă în realizarea infrastructurilor și preuzinarea ansamblelor tablierului și ale pilonilor, iar apoi montajul pilonilor articulați și a cablurilor portante având suspensorii pe poziție, iar mai apoi montajul etapizat al tronsoanelor preuzinate ale tablierului.

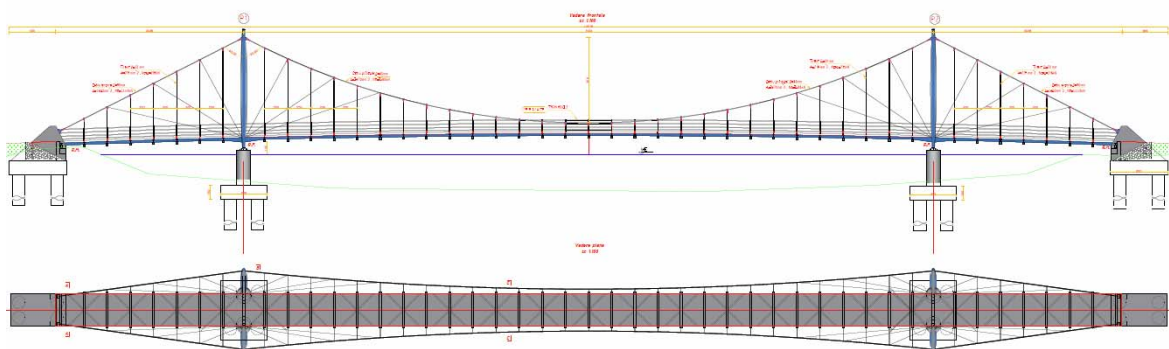


Fig. 257 Pod peste râul Iza, în comuna Rozavlea

Soluția propusă pentru traversarea râului Iza pe amplasament constă în realizarea unui pod suspendat având următoarele caracteristici:

- | | |
|-------------------------|---------------------------|
| • Soluție constructivă: | Pod Suspendat |
| • Clasa de încărcare: | II (A10, S40) |
| • Convoi de calcul: | LM4 + Vehicul Servici |
| • Lungime totală: | 100.15 m |
| • Deschideri: | 16+60+16 [m] |
| • Materiale: | |
| ○ Tablier: | compus oțel-beton |
| ○ Piloni: | oțel |
| ○ Infrastructuri | beton armat |
| • Gabarit: | 5 m parte carosabilă |
| • Fundații: | indirecte cu piloți foraj |

Suprastructura

Suprastructura este compusă din trei elemente componente: pilonii, sistemul de cabluri și tablierul.

Sistemul de cabluri reprezintă elementele principale de rezistență. Sistemul de cabluri este dispus în două plane înclinate spre exterior la 10 grade și este alcătuit din cabluri principale, cabluri ancoră și suspensori. Cablurile principale au capetele ancorate prin intermediul conectorilor de tip furcă de vârful pilonilor și susțin prin intermediul suspensorilor tablierul pe deschiderea principală. Cablurile ancoră au câte un capăt ancorat de vârful pilonilor, iar celălalt capăt ancorat prin intermediul conectorilor de tip furcă de masivele de ancoraj, respectiv de culei și susțin prin intermediul suspensorilor tablierul pe deschiderile marginale. Suspensorii se vor prinde de cablurile principale și cablurile ancoră prin intermediul unui sistem de bride cu guseu, iar la capatul opus se vor prinde de antretoaze prin intermediul guseelor. La ambele capete suspensorii vor avea ancoraje de tip furcă.

Pentru cablurile principale se vor alege cabluri de tipul:

Cablu cu sârme elicoidale tip SS80, având diametrul $D=80\text{mm}$, aria secțiunii transversale $A=3670\text{mm}^2$ și rezistența de calcul $N_d=3580\text{ kN}$. În total se vor utiliza două cabluri principale având lungimea de 62 m.

Pentru cablurile ancoră se vor alege cabluri de tipul:

Cablu cu sârme elicoidale tip SS80, având diametrul $D=80\text{mm}$, aria secțiunii transversale $A=3670\text{mm}^2$ și rezistența de calcul $N_d=3580\text{ kN}$. În total se vor utiliza patru cabluri ancoră având lungimea de 18,5 m.

Pentru suspensori se vor alege cabluri de tipul:

Cablu cu sârme elicoidale tip SS19, având diametrul $D=20\text{mm}$, aria secțiunii transversale $A=219\text{mm}^2$ și rezistența de calcul $N_d=216\text{ kN}$. În total se vor utiliza 86 suspensori având lungimea totală de 320 m.

Tablierul se va realiza în structura compusă oțel-beton, iar în profil longitudinal va avea o curbă convexă de rază 1250 m. În secțiune transversală acesta este alcătuit din două grinzi longitudinale de tip HEB 300, având lungimea totală 92,5 m și antretoaze constând în grinzi cu secțiune variabilă cu înălțimea cuprinsă între 150 și 400 mm dispuse la 2 m echidistanță, având lungimea totală de 6,2 m. La capetele antretoazelor sunt prevăzute guseele de prindere a suspensorilor. În planul rețelei de grinzi s-au prevăzut contravântuiri orizontale din țevă rotundă 101x6,3 mm pe toată lungimea podului, prinse de rețeaua de grinzi prin intermediul unor gusee. În sens longitudinal, pe talpa superioară a antretoazelor se vor dispune predele prefabricate din beton armat având grosimea de 10 cm, iar tablierul se va solidariza prin intermediul unei plăci de monolitizare de 5 cm care va conlucra direct cu rețeaua de grinzi prin intermediul conectorilor de tip Nelson.

Pilonii se vor realiza integral metalici și vor avea înălțimea de 10,3 m. În total se vor realiza 4 piloni metalici din țevă rotundă având secțiunea variabilă de la 200 mm spre capete la 500 mm în mijloc și vor avea grosimea peretelui de 35 mm. Legatura pilonilor cu infrastructura se va realiza prin intermediul unor articulații, iar prinderea cablurilor de piloni se va realiza prin gusee și ancoraje tip furcă.

Infrastructurile

Pentru realizarea infrastructurii podului având în vedere că proiectarea soluției de fundare a podului depinde de :

- natura și dispunerea straturilor de fundare de pe amplasament;
- adâncimea de afuiere ;
- eforturile transmise catre teren

Având în vedere eforturile verticale considerabile care trebuie descărcate precum și eforturile orizontale în punctele de ancoraj ale cablurilor și ținând cont de capacitatea portantă a terenului, s-a ales varianta de fundare indirectă.

Infrastructurile podului constă în două pile și două culei fundate indirect prin intermediul piloților forajți de diametru mare (1.08 m) având lungimea de 8 m, încastrați în stratul de bază: marna cenusie.

Pentru culei s-au prevazut 4 piloți dispuși pe două rânduri, solidarizați la nivelul superior printr-un radier de beton armat având dimensiunile în plan 6 x 5 m și înălțimea de 1.5 m. Elevațiile culeelor se vor realiza din beton armat și asigură atât racordarea cu terasamentele, ancorajul cablurilor, cât și distribuția uniformă pe radier a eforturilor transmise de cabluri. Rezemarea tablierului se va realiza pe cuzineții înglobați în banchetă, iar înspre rampe s-au prevazut ziduri de gardă având și rol de susținere a plăcilor de racordare. Zidurile întoarse au și rol de masiv de ancoraj ale cablurilor. Înălțimea elevației culeei măsurată la nivelul cuzineților este de 1 m.

Pilele constă într-un radier comun având dimensiunile în plan de 7,15x5 m având înălțimea de 1,5 m din beton armat care înglobează atât cei 6 piloți la partea inferioară cât și elevațiile independente la partea superioară având forma tronconică în care sunt înglobate articulațiile pilonilor. Înălțimea elevațiilor tronconice este de 1m.

La realizarea infrastructurilor se va utiliza beton de clasa minimă C25/30.

V.2.2 Calculul de predimensionare al sistemului suspendat

Calcul pod suspendat Deschidere centrală=60 m

1. Dimensionarea cablurilor

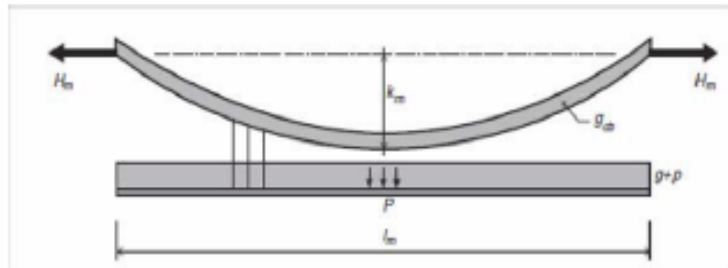
$$f_{cbd} := 800 \text{ MPa}$$

$$l_m := 60 \text{ m}$$

$$k_m := 5.75 \text{ m}$$

$$j_m := 2.05 \text{ m}$$

$$\gamma_{eq} := 84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$



Evaluarea incarcarilor pentru 1 plan al cablurilor

Sarcini permanente uniform distribuite

$$p := \frac{16 \text{ kN}}{2 \text{ m}}$$

Sarcina proprie uniform distribuita

$$g := \frac{26 \text{ kN}}{2 \text{ m}}$$

Distanța între suspensori

$$\lambda := 2 \text{ m}$$

Sarcina concentrata

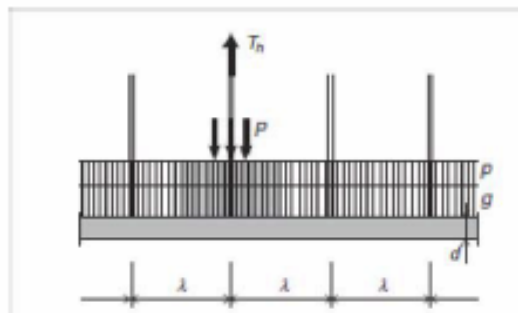
$$P := 400 \text{ kN}$$

Înălțimea grinzilor principale

$$d := 0.2 \text{ m}$$

Forța maximă în suspensor

$$T_h := (g + p) \cdot \lambda + P \cdot \frac{\lambda}{30d} = 175.333 \text{ kN}$$



Aria sectională a suspensorului:

$$A_h := \frac{T_h}{f_{cbd}} = 219.167 \text{ mm}^2$$

Aria minimă suspensor

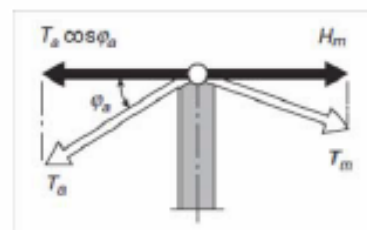
Aleg Spiral Strand SS19,
D=20mm, A=219mm²,
Nd=216 kN (rezistența de
calcul)

Componenta orizontală a cablului principal

$$\epsilon_{cb} := 0.308 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ greutatea pe ml a unui cablu } 1 \times 61 \text{ având } d=80 \text{ mm}$$

$$H_m := \frac{(g + p) \cdot l_m^2 + 2 \cdot P \cdot l_m}{8 \cdot k_m} + \frac{\epsilon_{cb} \cdot l_m^2}{8 \cdot k_m} = 2711.061 \text{ kN}$$

$$T_m := H_m \cdot \frac{\sqrt{l_m^2 + 16k_m^2}}{l_m} = 2903.424 \text{ kN}$$



$$A_m := \frac{[(g+p) \cdot l_m + 2 \cdot P] \cdot \sqrt{l_m^2 + 16 \cdot k_m^2}}{8 \cdot f_{cbd} \cdot k_m - \gamma_{eq} \cdot l_m \cdot \sqrt{l_m^2 + 16 \cdot k_m^2}} = 3628.948 \cdot \text{mm}^2$$

Aleg Spiral Strand SS80,
D=80mm, A=3670mm²,
Nd=3580 kN (rezistenta de calcul)

$$\phi_a := 38 \cdot \text{deg}$$

$$T_a := \frac{H_m}{\cos(\phi_a)} = 3440.386 \cdot \text{kN}$$

$$A_a := \frac{T_a}{f_{cbd}} = 4300.482 \cdot \text{mm}^2$$

Aleg Spiral Strand SS90, D=90mm, A=4650mm²,
Nd=4440 kN (Rezistenta de calcul)

Cantitatea preliminara de otel din conditii de rezistenta:

$$y = 4 \cdot k_m \cdot \frac{x}{l_m} \cdot \left(\frac{x}{l_m} - 1 \right)$$

$$Q_{hm} := \frac{\gamma_{eq}}{f_{cbd}} \cdot \int_0^{l_m} (g+p) \cdot \left[k_m + j_m + 4 \cdot k_m \cdot \frac{x}{l_m} \left(\frac{x}{l_m} - 1 \right) \right] dx = 0.525 \cdot \text{kN suspensor}$$

$$Q_{cm} := \frac{\gamma_{eq}}{f_{cbd}} \cdot (g+p) \cdot l_m^2 \cdot \frac{\sqrt{1 + 16 \cdot \left(\frac{k_m}{l_m} \right)^2}}{8 \cdot \frac{k_m}{l_m} - \frac{\gamma_{eq}}{f_{cbd}} \cdot l_m \cdot \sqrt{1 + 16 \cdot \left(\frac{k_m}{l_m} \right)^2}} \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \cdot \left(\frac{k_m}{l_m} \right)^2 \right] = 11.461 \cdot \text{kN cablu}$$

Fig. 258 Predimensionarea structurii

V.3 SISTEME CU CABLURI LA STRUCTURI ÎN ARC CU TIRANT

V.3.1 Aplicarea metodelor studiate la proiectarea podului peste râul Someș în orașul Ulmeni

În acest subcapitol se prezintă aplicarea cercetărilor efectuate la proiectarea unui pod în arc cu tirant și rețea de cabluri peste râul Someș, în orașul Ulmeni, pentru care s-au întocmit documentațiile tehnico-economice la fazele Studiu de Fezabilitate, Proiect tehnic și detalii de execuție precum și asistență pe perioada execuției lucrărilor la care autorul a avut calitatea de șef de proiect. Având în vedere că obiectul tezei îl reprezintă structurile pe cablu, viaductul de acces nu va fi prezentat.

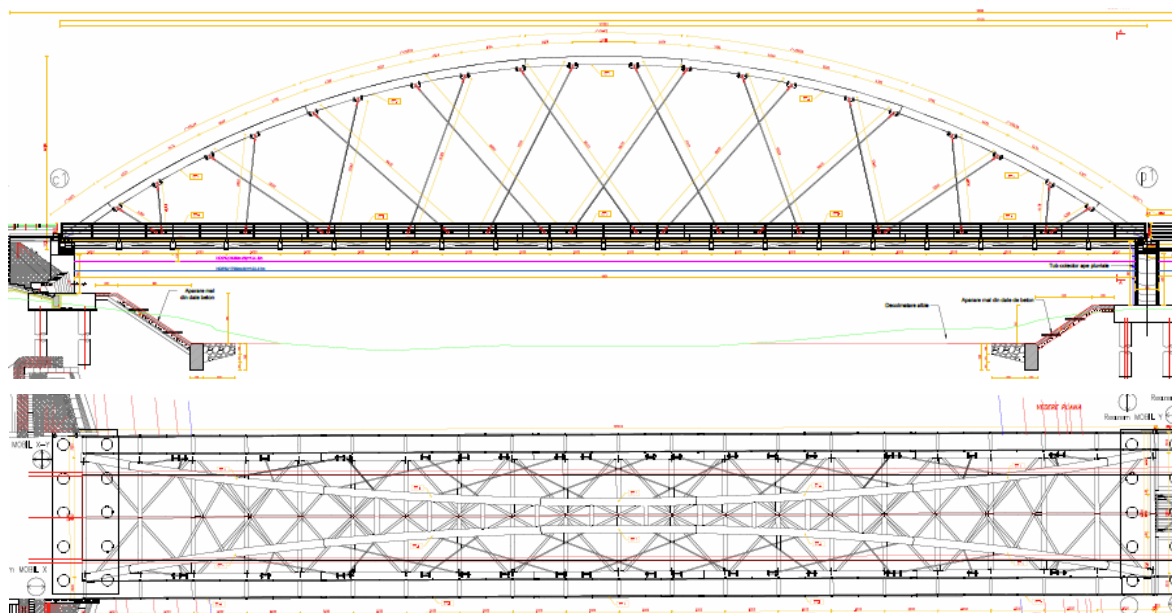


Fig. 259 Dispozitie generala Pod Ulmeni

Podul are o lungime totală de 180.35 m ($4.50 + 0.15 + 101 + 0.1 + 35 + 35 + 0.10 + 4.50$) și este alcătuit din 3 deschideri, una principală de 100 m și două deschideri laterale reprezentând viaductul de acces. Podul este amplasat perpendicular pe axul râului Someș și este în aliniament.

Podul a fost dimensionat conform SR-EN 1991-2, la SLS (stare limita de serviciu) și ULS (stare limita ultima) utilizând modelele de încărcare LM1, LM2, și LM4.

Podul este destinat atât circulației auto cât și circulației pietonilor pe cele două trotuare amplasate simetric față de axul transversal al podului, la extremitățile tablierului, având lățimea 1.5 m, și o parte carosabilă de 7.8 m încadrată de grinzile parapet având câte 0.4 m lățime care susțin parapetul de tip foarte greu.

Podul se va realiza etapizat, prin tronsoane prefabricate de maxim 20 m, sudate pe șantier, utilizând suporturi metalice temporare zăbreliți la deschiderea principală.

Podul propus are următoarele caracteristici:

- Raportul între deschidere și săgeata la cheie $f/L=0.17$.
- Aranjament cabluri cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă cu variație unghiulară de 1 grad, având unghiul între doi tiranți adiacenți de 65 grade, dispuși la echidistanța de 3 m în lungul arcului, începând de la un unghi de 60 grade raportat axa arcelor, având un număr de 20 de tiranți într-un plan.
- Clasa de încărcare gr1a

- Convoaie de dimensionare LM1 (Model de încărcare 1)
 - Schema statică Arce cu tirant, simplu rezemate
 - Fundații: indirecte
 - Deschideri: 101+35+35 m
 - lățimi utile: Parte carosabilă: 2x3.9 m
 - Trotuare 2x 1.5 m
 - Spațiu Tehnic 2x1.7 m
 - lungime: 180.35 m
- Materiale:
- Structură: oțel structural, mixt oțel-beton
 - Infrastructuri beton armat
 - Oțelul structural va fi S355 J2 N. Oțelul din tiranți va fi S460.

Suprastructura

Deschiderea principală are 100 m și este realizată din două arce metalice $\Phi 762$ mm având secțiunea circulară conform EN 10210-2:2006 (E) și săgeata la cheie de 17 m, înclinate spre interior cu 15 grade și rigidizate la partea superioară prin intermediul contravântuirilor de secțiune circulară. Nașterile fiecărui arc sunt legate prin intermediul unei grinzi metalice cu rol de tirant având secțiunea circulară.

La partea inferioară cele două arce sunt unite prin intermediul antretoazelor dispuse la o echidistanță de 5m, de secțiune dublu T variabilă, având înălțimea maximă în axul transversal al podului și înălțimea minimă la conexiunea cu grinda tirant. Placa de beton ce asigură conlucrarea cu antretoazele pe lățimea părții carosabile și a grinzilor parapet prin intermediul conectorilor elastici. În exteriorul arcelor se află consolele trotuarelor alcatuite cu secțiunea dublu T variabilă. Au fost prevăzute contravântuiri orizontale alcatuite din țevă rotundă atât la partea inferioară cât și la partea superioară.

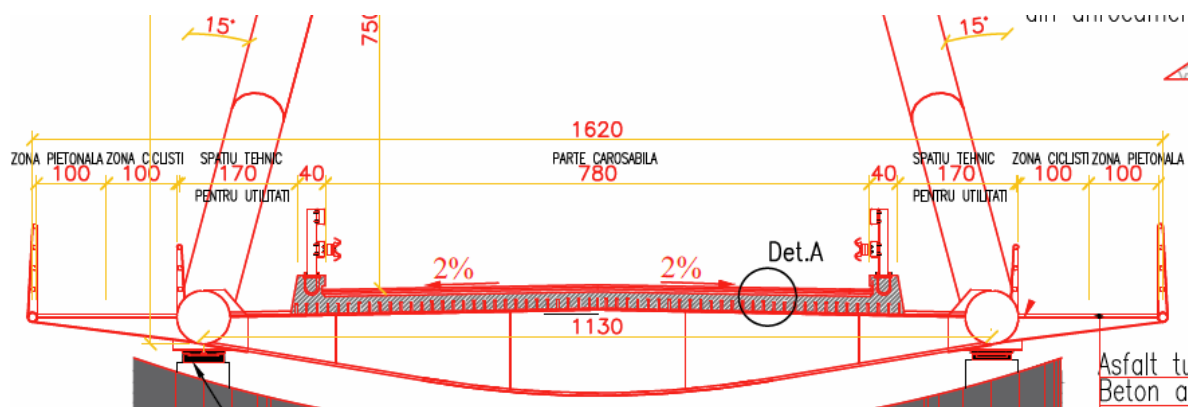


Fig. 260 Sectiune transversala Pod Ulmeni

Infrastructura

Varianta optima de fundare este cea cu fundații indirecte prin execuția de piloți/coloane cu diametrul mare încastrați în stratul de argilă. În urma analizei facute la amplasamentul lucrării, s-a constatat ca fundațiile pentru culeile C1 și C2, dar și pentru pilele P1 și P2 se pot executa fără a fi influențate de debitele de apa ale râului Someș.

Infrastructurile podului sunt alcătuite din 2 culei masive din beton armat și 2 pile lamelare, fondate indirect prin intermediul coloanelor din beton armat. Coloanele se vor solidariza prin intermediul unui radier din beton armat. Elevațiile se vor realiza din beton armat.

Diagramele de eforturi și de deplasări ale structurii proiectate, în cazul de încărcare ULS se prezintă în continuare. În anexe se prezintă dimensionarea și verificarea arcelor precum și tabelele de eforturi considerate la proiectare.

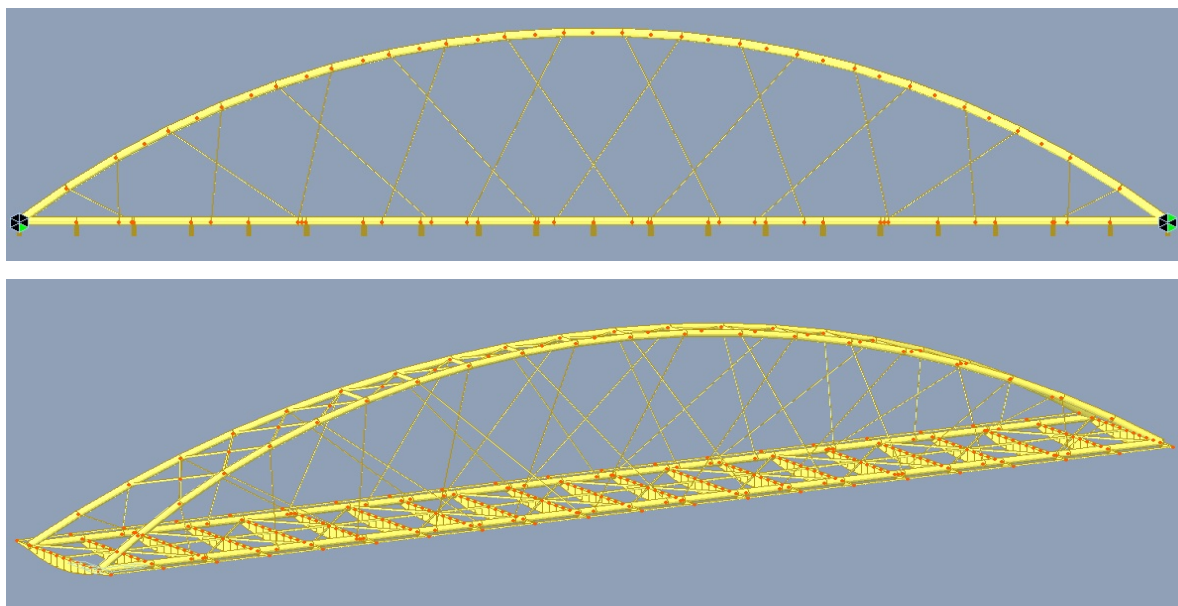


Fig. 261 Model structural Pod Ulmeni

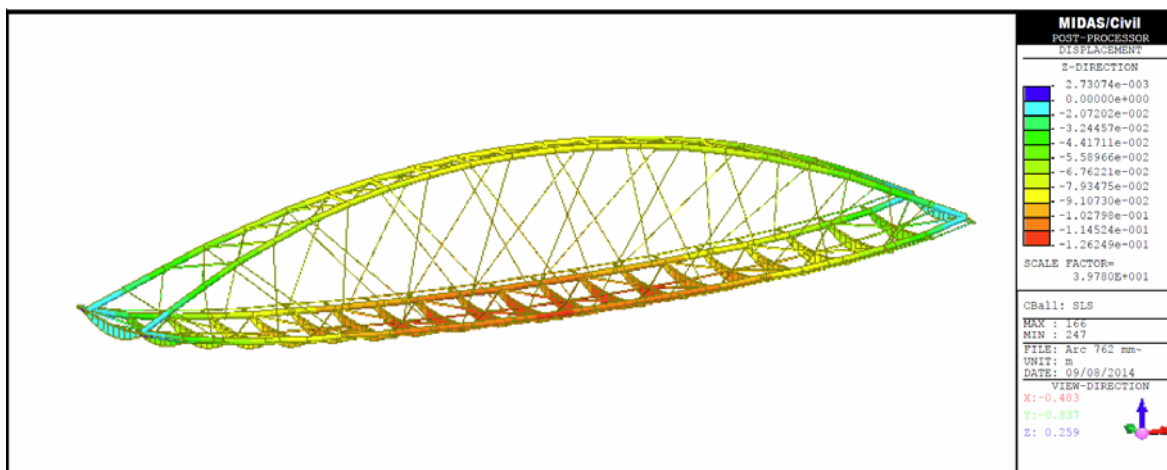


Fig. 262 Deformata Structurii la SLS

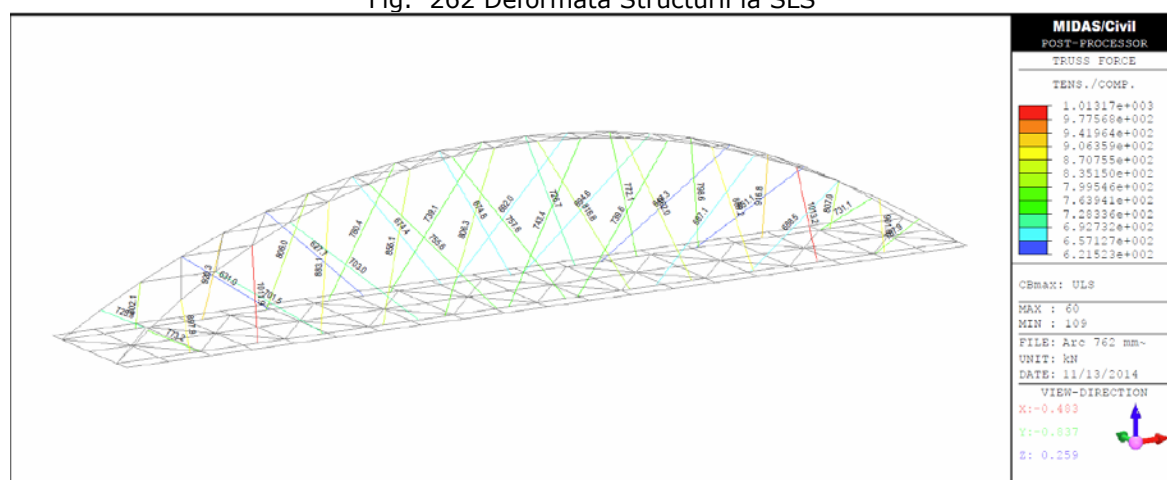


Fig. 263 Eforturi în tiranți la ULS

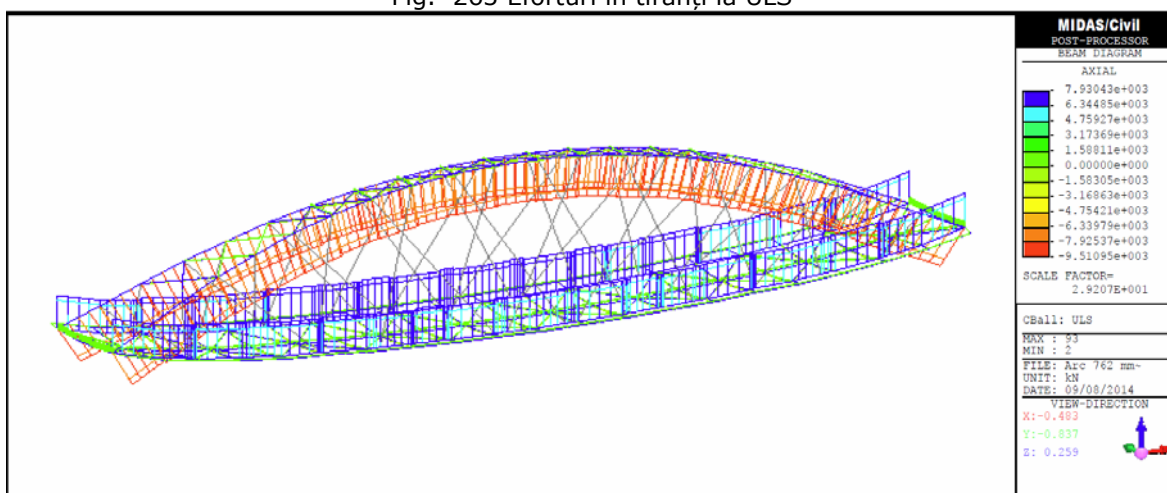


Fig. 264 Eforturi axiale in elemente

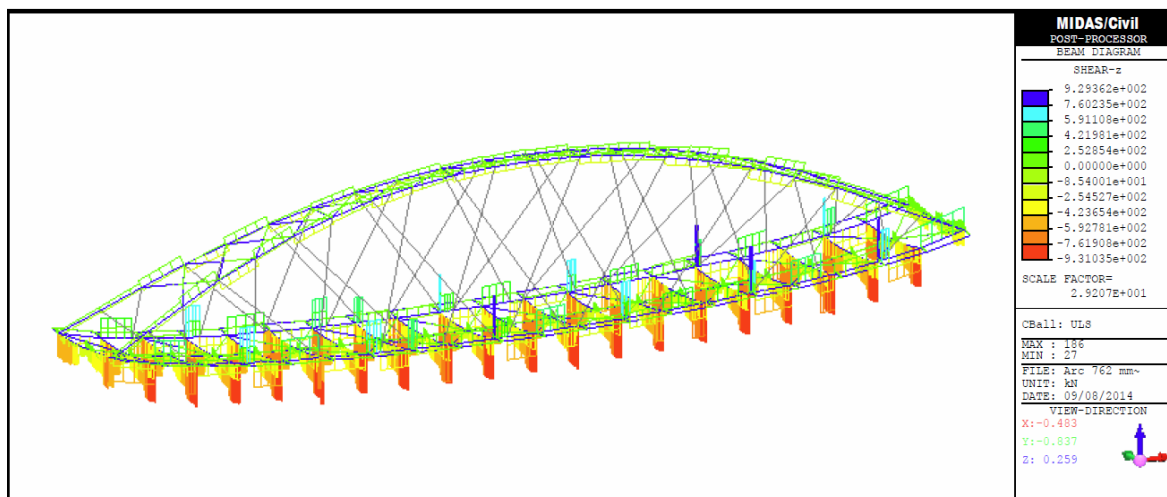


Fig. 265 Forta taietoare in elemente

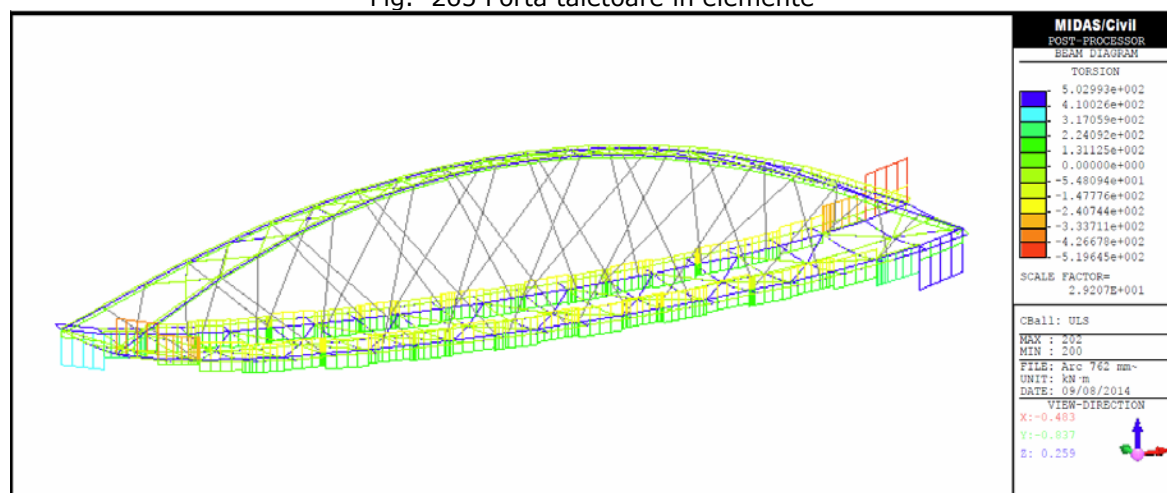


Fig. 266 Moment de torsiune in structura

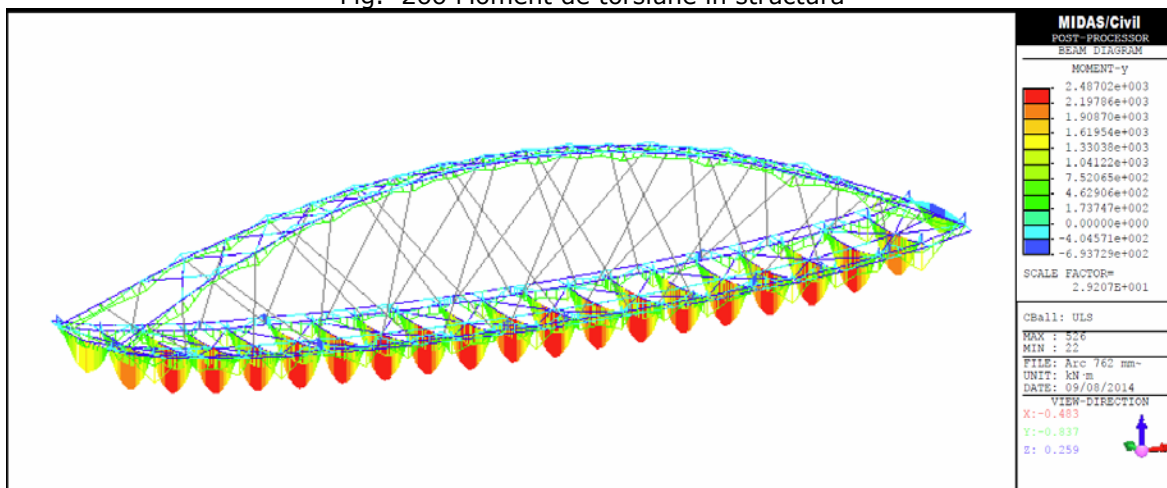


Fig. 267 Momente incovoietoare My in structura

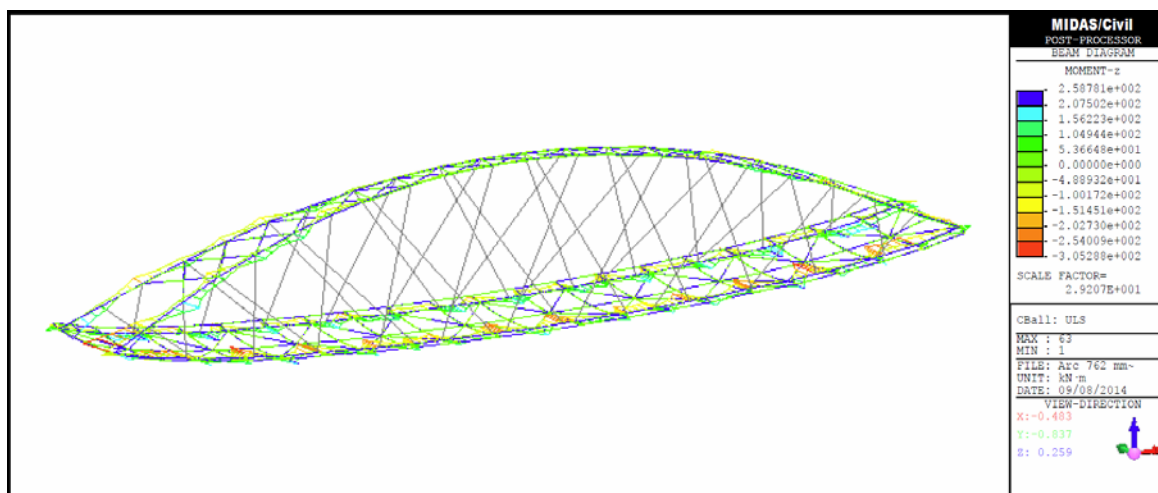


Fig. 268 Momente incovoietoare M_z in structura

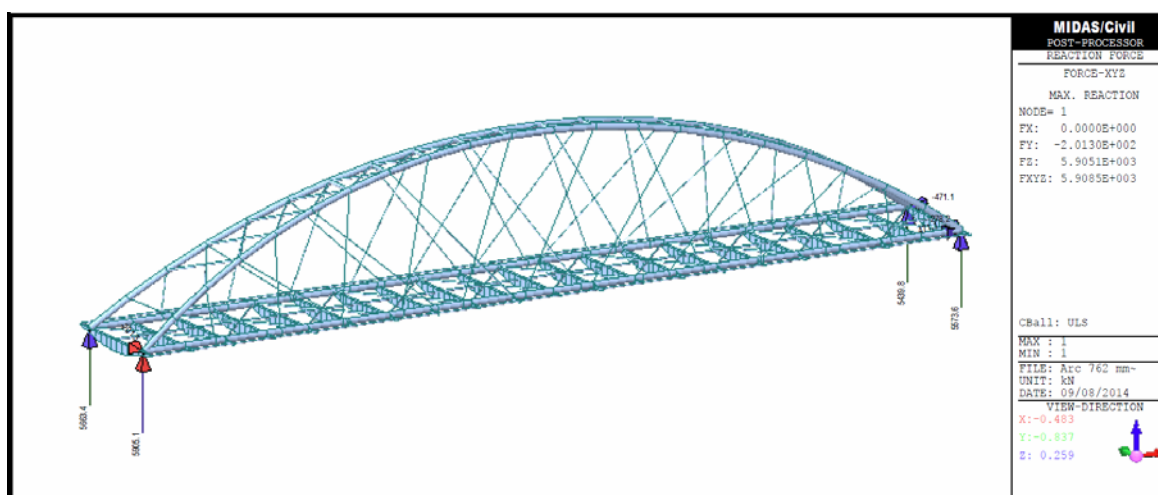


Fig. 269 Reactiuni

V.3.2 Aplicarea metodelor studiate la proiectarea podului peste râul Bega în comuna Topolovățu Mare

În acest subcapitol se prezintă aplicarea cercetărilor efectuate la proiectarea unui pod în arc cu tirant și rețea de cabluri peste râul Bega, în comuna Topolovățu Mare, pentru care s-au întocmit documentațiile tehnico-economice la fazele Studiu de Fezabilitate, Proiect tehnic și detalii de execuție precum și asistență pe perioada execuției lucrărilor la care autorul a avut calitatea de proiectant.

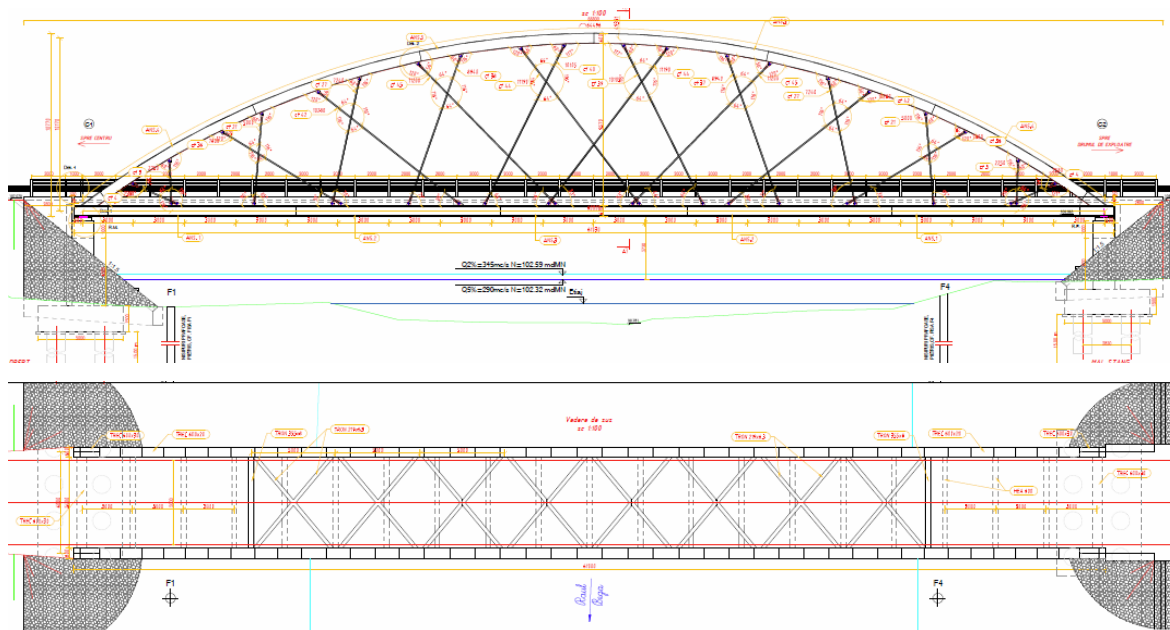


Fig. 270 Dispozitie Generala Pod Bega

Podul propus are următoarele caracteristici:

- Raportul între deschidere și săgeata la cheie $f/L=0.17$.
- Aranjament cabluri cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă cu variație unghiulară de 1 grad, având unghiul între doi tiranți adiacenți de 65 grade, dispuși la echidistanța de 3 m în lungul arcului, începând de la un unghi de 60 grade raportat axa arcelor, având un număr de 20 de tiranți într-un plan.
- Clasa de încărcare gr I a
- Convoaie de dimensionare LM1 (Model de încărcare 1) SR-EN 1991-2
- Schema statică Arc cu tirant simplu rezemat
- Tip fundare indirectă
- deschidere: 60.00 m
- lățimi utile: Carosabil: 1x5
- Gabarit vertical 5.00 m
- lungime: 66,80 m
- lumina 58,60 m

Materiale:

- Suprastructura: Oțel structural și Beton armat
- Infrastructuri beton armat

Suprastructura:

Suprastructura are o deschidere are 60 m și este realizată din două arce metalice având secțiunea casetată de 600x600x20 mm (600x600x30 pe capetele arcelor), având săgeata la cheie de 10.17 m, dispuse vertical și rigidizate la partea superioară prin intermediul contravântuirilor de secțiune circulară 219x6.3 și a montanților de secțiune circulară 355x8. Nașterile fiecărui arc sunt legate prin intermediul unei grinzi metalice cu rol de tirant având secțiunea casetată 600x600x20 mm.

La partea inferioară cele două arce sunt unite prin intermediul antretoazelor metalice dispuse la o echidistanța de 3 m, având secțiune HEA600, solidarizate cu o placa de beton de 15 cm grosime, ce asigură conlucrarea cu antretoazele pe lățimea partii carosabile și a grinzilor parapet prin intermediul conectorilor elastici. Deschiderea dintre antretoaze este susținută prin intermediul cofrajelor colaborante de tip Cofraplus 220.

Nodul dintre arce și grinzile tirant se va realiza sudat și se va rigidiza printr-un guseu metalic.

Arcul este realizat din 6 ansamble, iar grinda tirant din 5 ansamble.

Toate elementele se vor îmbina prin sudură.

Legatura dintre arce și grinzile tirant se realizează prin intermediul tiranților metalici de secțiune circulară de diametru 60 mm – Tension Rod 860 (Efort capabil $Nr.d=1062$ kN) prinși prin intermediul ancorajelor furca de tip Tension Rod 860 și a guseelor de ancoraj.

Oțelul structurii de rezistență este **S355 J2+N**, iar **tiranții S460**.

Toate elementele metalice se vor realiza conform SR EN 1090 – 1,2, având următoarele exigențe privind calitatea:

- Clasa de consecință: **CC2**
- Categoria de serviciu: **SC2**
- Categoria de producție: **PC2**
- Clasa de execuție: **EXC3**
- Clasa de ductilitate: **DCL**
- Documentație cu privire la calitate: **DA - EXC3**
- Trasabilitate: **DA (totală) - EXC3**
- Marcare: **DA - EXC3**
- Toleranțe la grosime pentru table : **EXC3 - Clasa A**
- Proprietăți speciale: **EXC3- clasa de calitate S1**
- Calitatea suprafețelor taiate : **EXC3 - domeniul 4**
- Sudare: **EN 3834 - 2**
- Verificarea sudurii: **EXC3 - EN ISO 15614-1 ; EN ISO 15613**
- Coordonarea sudurii: **EXC3 - nivelul C**
- Criterii de acceptare: **EXC3 - nivel de calitate B EN ISO 5817:2015**

- Identificare: **EXC3 - elemente finisate/certificate de verificare**
- Asamblare: **Toleranța funcțională Clasa 2- EXC3**

Dispozitivele de acoperire a rosturilor vor fi de tip etanș care permit deplasări de min.70 mm

Aparatele de reazem vor fi din neopren armat, TIP 15 fix și TIP 16 mobil, cu lagăre metalice.

La intersecția tiranților s-au prevăzut amortizori din poliamidă, de tip colier.

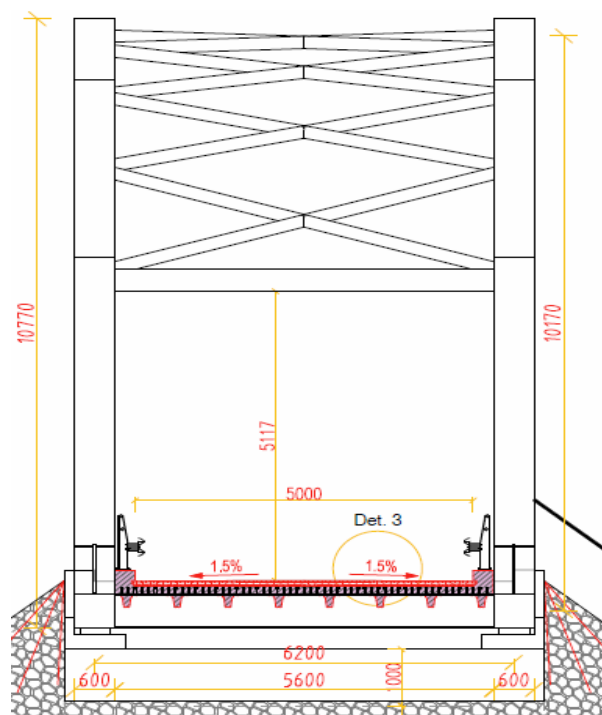


Fig. 271 Secțiune transversala Pod Bega

Infrastructura:

Culeile vor fi semi-încate și vor avea fundații indirecte din beton armat. Piloții proiectați se vor dispune pe două rânduri, câte 4 piloți pe fiecare rând, având fișa de 15 m. Pentru verificarea integrității piloților se va utiliza metoda standardizată pentru determinarea integrității piloților prin încercări cu deformații mici (metoda impedanței mecanice).

Radierul înglobează capetele piloților și are dimensiunile în plan de 10.1 x 5 m, pentru ambele culei, și o grosime de 1.50 m, realizat din beton C30/37. Premergător execuției radierului, după realizarea piloților și spargerea capului acestora, se va turna un beton de egalizare C20/25.

Elevatiile constă în câte doi stâlpi din beton armat de 1.05x1.6 m pentru fiecare culee, realizați din beton armat C30/37, poziționați în axul de rezemare a suprastructurii.

Zidurile întoarse, zidurile de gardă și banchetele cuzinetilor se vor realiza din beton armat de clasa C30/37, iar cuzineții din beton C35/45.

Suprafețele înecate ale culeelor se vor proteja împotriva apelor de infiltrație cu hidroizolație din bitum filerizat.

Pe banchetele cuzinetilor s-au prevazut opritori antiseismici din beton.

Diagramele de eforturi și de deplasări ale structurii proiectate, în cazul de încărcare ULS se prezintă în continuare. În anexe se prezintă dimensionarea și verificarea arcelor precum și tablele de eforturi considerate la proiectare.

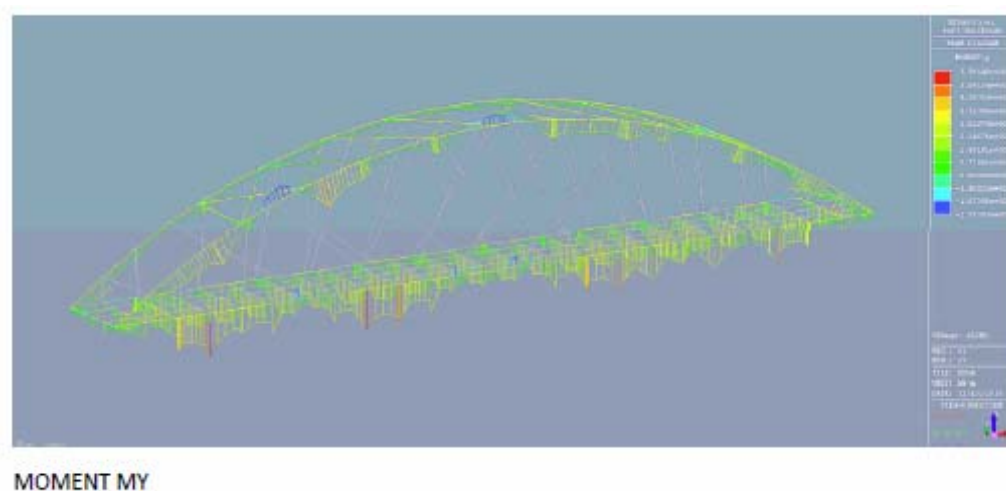


Fig. 272 Diagrame momente My

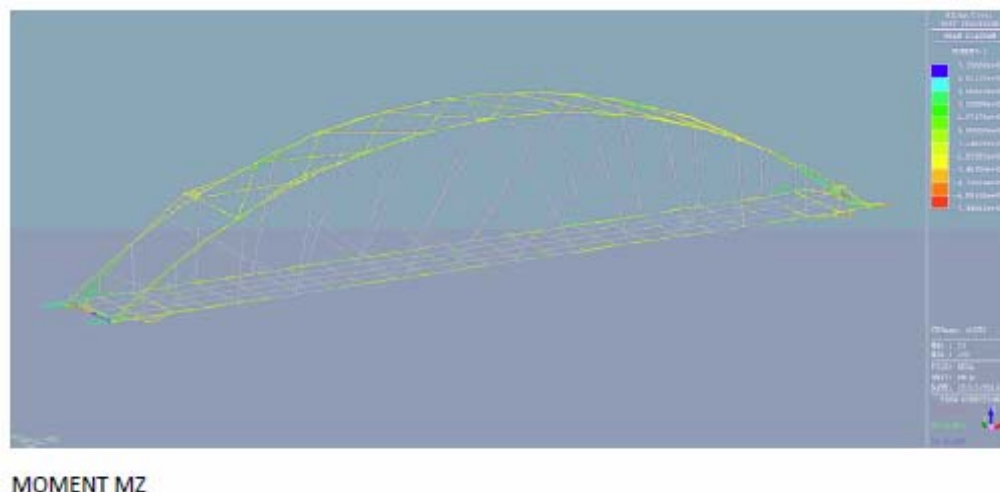
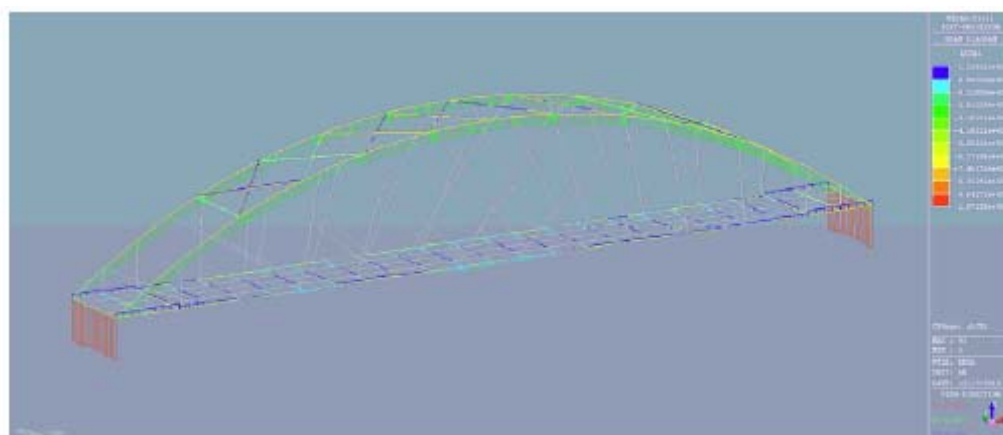
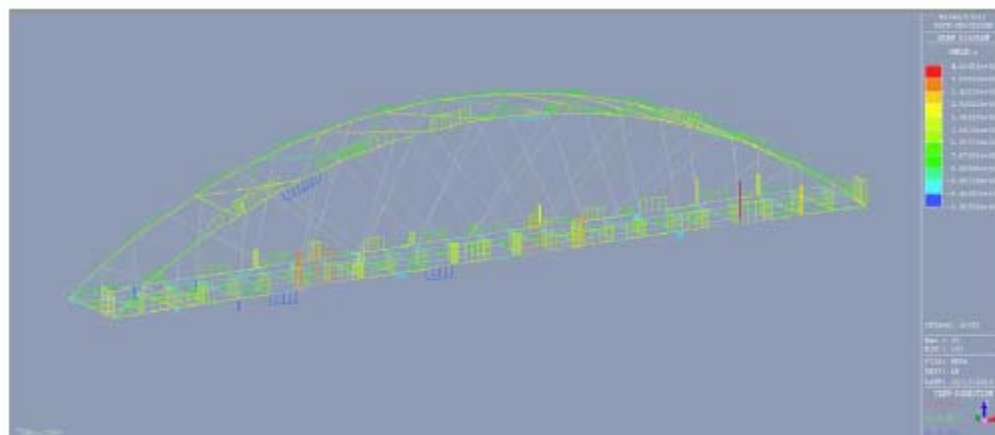


Fig. 273 Diagrame momente Mz



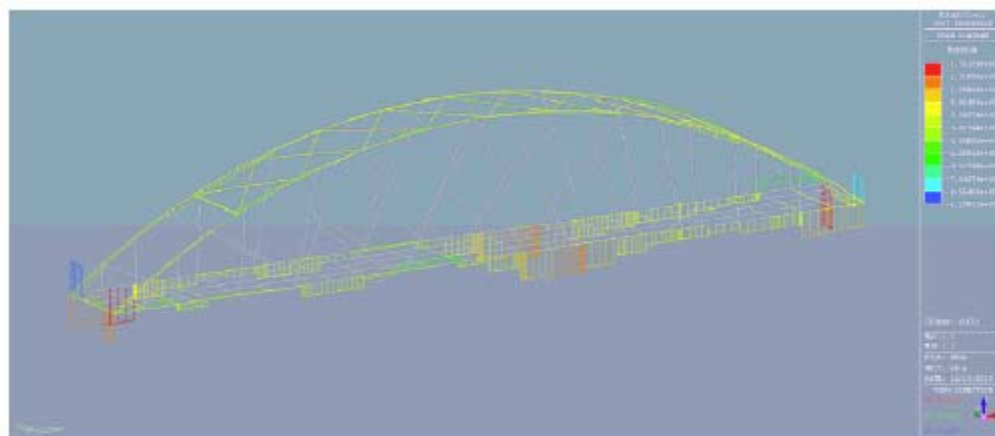
EFORT AXIAL

Fig. 274 Eforturi axiale in structura



FOTA TAIETOARE

Fig. 275 Forta taietoare in structura



MOMENT TORSIUNE MX

Fig. 276 Momente de torsiune

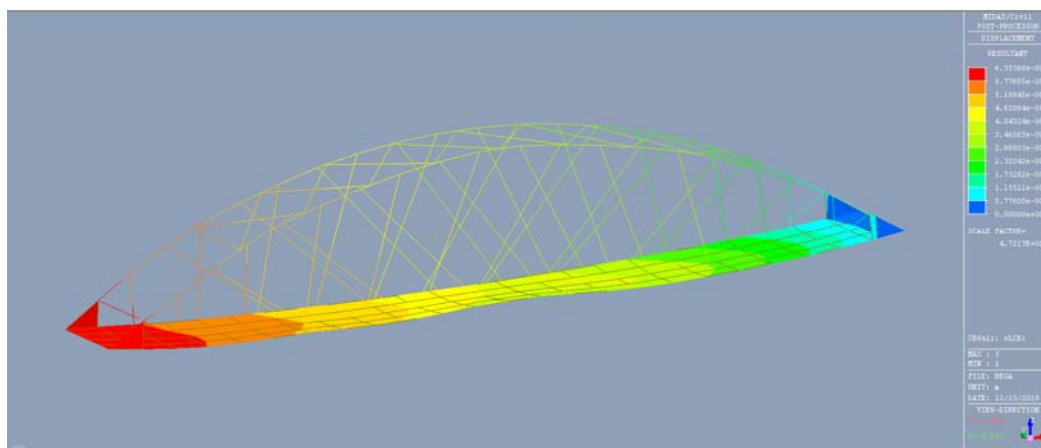
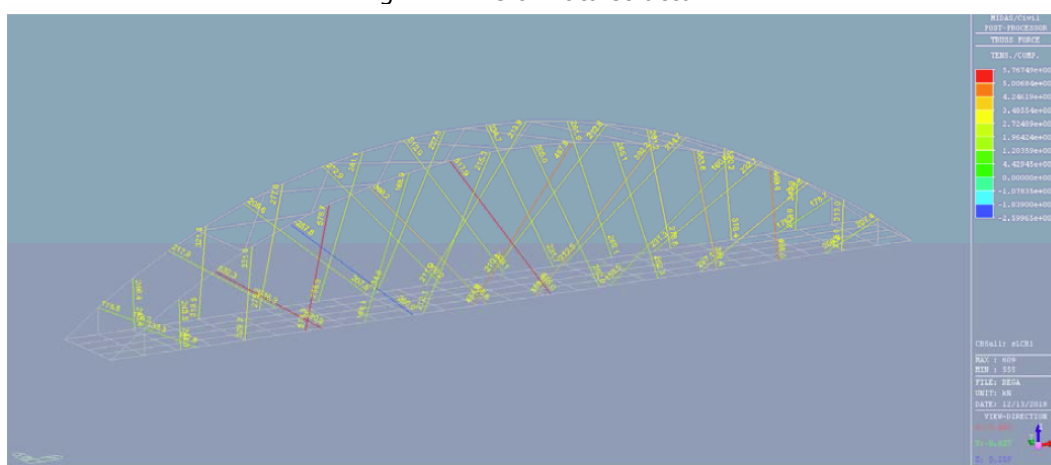


Fig. 277 Deformata structurii



EFORTURI IN TIRANTI

Fig. 278 Eforturi in tiranți

V.3.3 Aplicarea metodelor studiate la proiectarea podului peste râul Someșul Mare în comuna Maieru

În acest subcapitol se prezintă aplicarea cercetărilor efectuate la proiectarea unui pod în arc cu tirant și rețea de cabluri peste râul Someșul Mare, în comuna Maieru, pentru care s-au întocmit documentațiile tehnico-economice la fazele Studiu de Fezabilitate, Proiect tehnic și detalii de execuție precum și asistență pe perioada execuției lucrărilor la care autorul a avut calitatea de șef de proiect.

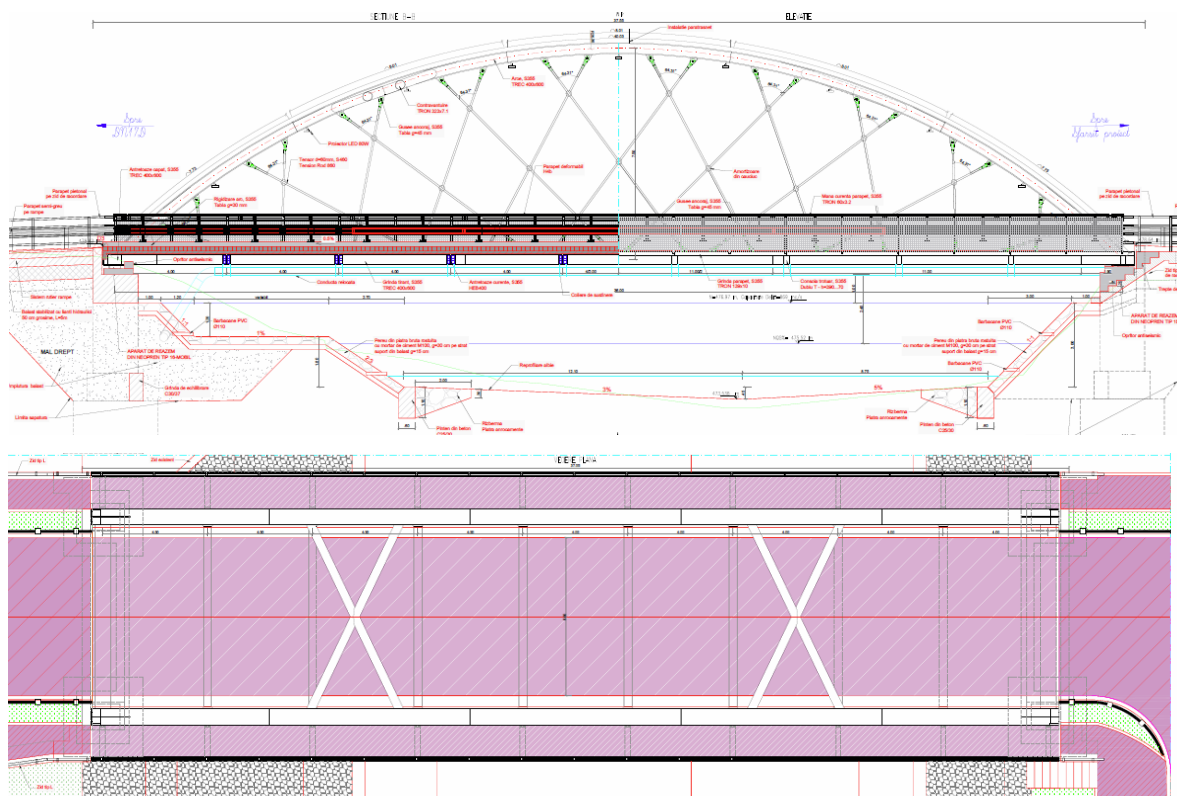


Fig. 279 Dispozitie Generala Pod Maieru

Tema de proiectare solicită realizarea unui pod rutier, amplasat în aliniament, perpendicular pe axul de curgere al râului Someșul Mare, având lățimea părții carosabile 2x3 m, care să deservescă traficul auto și două trotuare 2x1.15m pentru traficul pietonal. Podul va avea o singura deschidere alcatuita din două arce metalice cu calea jos cu tiranți și rețea de tiranți, legate prin intermediul antretoazelor și a plăcii de monolitizare la partea inferioară și a contravântuirilor la partea superioară.

Podul va corespunde clasei de încărcare gr1a, iar strada pe care este amplasat este categoria III. De asemenea se vor realiza prin proiect rampele de acces pe pod. Îmbracamintea va fi de tip suplu atât pe rampe cât și pe pod și se va realiza din două straturi asfaltice.

Podul existent în ampalsament se va utiliza pentru execuția noului pod, apoi se va desface. Culeile podului existent se vor mentine parțial pentru susținerea taluzurilor rampelor pe perioada execuției, fiind înglobate în culeile noului pod.

Podul propus are următoarele caracteristici:

- Raportul între deschidere și săgeata la cheie $f/L=0.2$.

- Aranjament cabluri cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă cu variație unghiulară de 1 grad, având unghiul între doi tiranți adiacenți de 65 grade, dispuși la echidistanța de 1.8 m în lungul arcului, începând de la un unghi de 60 grade raportat axa arcelor, având un număr de 20 de tiranți într-un plan.
- Clasa de încărcare gr1a
- Convoaie de dimensionare LM1 (Model de încărcare 1) cf SR-EN 1991-2
- Schema statică Arc cu tirant simplu rezemat
- Tip fundare directă
- deschidere: 36.00 m
- lățimi utile: Carosabil: 2x3 m Trotuare 2x1.15 m
- Gabarit vertical 5.00 m
- lungime: 37,55 m
- lumina 34,35 m

Materiale:

- Suprastructura: Oțel și Beton armat
- Infrastructuri beton armat

Suprastructura:

Suprastructura are o deschidere de 36 m și este realizată din două arce metalice având secțiunea casetată de 400x600 mm, având săgeata la cheie de 7.5 m, dispuse vertical și rigidizate la partea superioară prin intermediul contravântuirilor de secțiune circulară 323x7.1.

Nașterile fiecărui arc sunt legate prin intermediul unei grinzi metalice cu rol de tirant având secțiunea casetată 400x600 mm.

La partea inferioară cele două arce sunt unite prin intermediul antretoazelor metalice dispuse la o echidistanța de 4m, având secțiune HEB400, solidarizate cu o placă de beton de 15 cm grosime, ce asigură conlucrarea cu antretoazele pe lățimea părții carosabile și a grinzilor parapet prin intermediul conectorilor elastici.

Deschiderea dintre antretoaze este susținută prin intermediul cofrajelor colaborante de tip Cofraplus 220. În exteriorul arcelor se află consolele trotuarelor alcătuite cu secțiunea dublu T variabilă.

Nodul dintre arce și grinzile tirant se va realiza sudat și se va rigidiza printr-un guseu metalic. Arcul este realizat din 5 subansamble prefabricate, iar grinda tirant din 3 subansamble prefabricate, la care se adaugă elementele de capăt (antretoaza și rigidizarea arc-grindă tirant). Antretoazele HEB400 și consolele se vor prinde de suprastructura prin îmbinări cu flanșă și suruburi SIRP. Legătura dintre arce și grinzile tirant se realizează prin intermediul tiranților metalici de secțiune circulară de diametru 60 mm – Tension Rod 860 (Efort capabil $Nr.d=1062$ kN) prinși prin intermediul ancorajelor furcă de tip Tension Rod 860 și a guseelor de ancoraj. La intersecția tiranților s-au prevăzut amortizori din poliamidă.

Oțelul structurii de rezistență este S355 J2+N, iar tiranții S460.

Dispozitivele de acoperire a rosturilor vor fi de tip etanș care permit deplasări de min. 50 mm.

Aparatele de reazem vor fi din neopren armat, TIP 15 fix și TIP 16 mobil, cu lagăre metalice.

La intradosul antretoazelor se va poziționa conducta edilitară relocalată prin prinderea cu cleme de tip menghină și coliere de susținere metalice.

Prinderea de arce a proiectoarelor cu LED se va realiza cu cleme de tip menghină și coliere de susținere metalice.

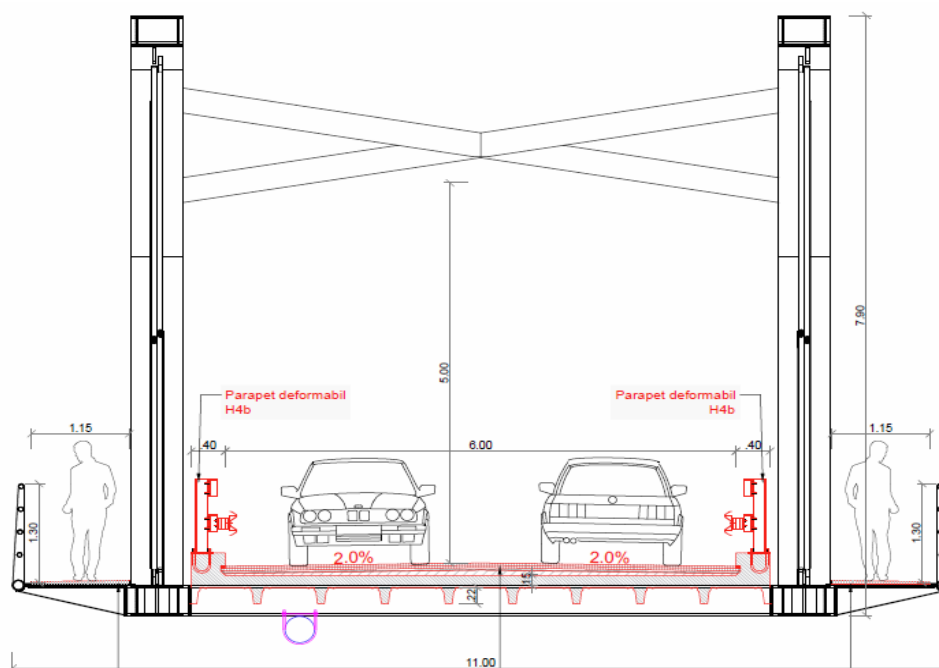


Fig. 280 Secțiune transversala Pod Maieru

Infrastructura:

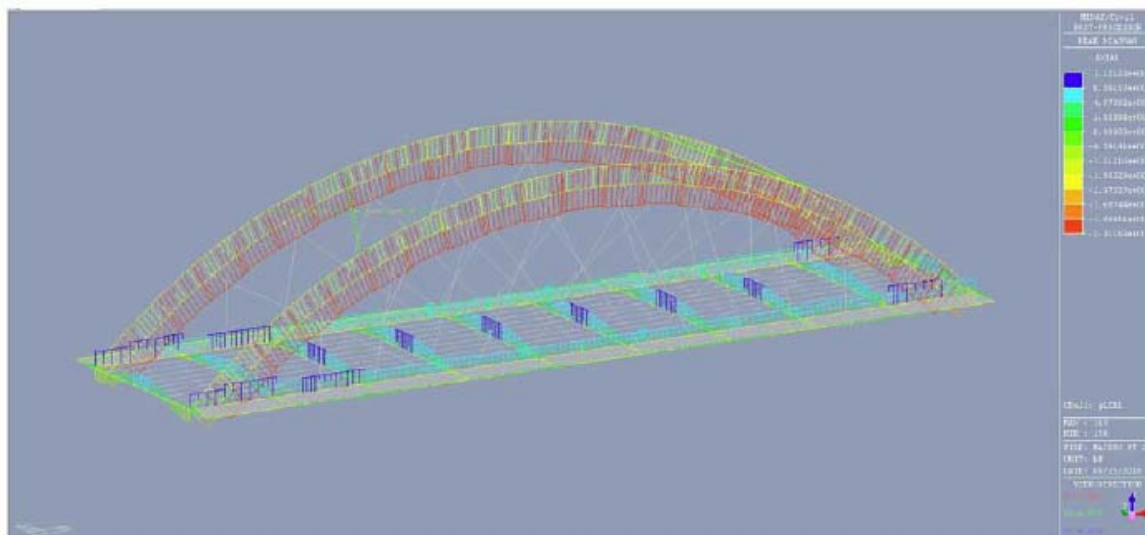
Culeile au fundațiile directe din beton simplu, iar elevația, zidurile întoarse, zidurile de gardă și banchetele cuzinetelor se vor realiza din beton armat. Soluția constructivă pentru culei este de tip înecat. Zidurile întoarse se vor realiza independent de culee și vor fi sub forma unei grinzi de secțiune L și se vor alinia la acostamentele rampelor proiectate. Noile culei vor îngloba elevațiile și fundațiile culeilor existente. La dimensionarea fundațiilor nu s-a ținut cont de capacitatea portantă a culeilor existente. Culeile podului existent se vor menține parțial pentru susținerea taluzurilor rampelor pe perioada execuției, fiind înglobate în culeile noului pod.

Spatele culeilor se protejează împotriva apelor de infiltrație cu hidroizolație din bitum filerizat.

Adâncimea de fundare este sub adâncimea de afuiere totală, în stratul de bază, teren care asigură condițiile de rezistență și stabilitate a infrastructurilor.

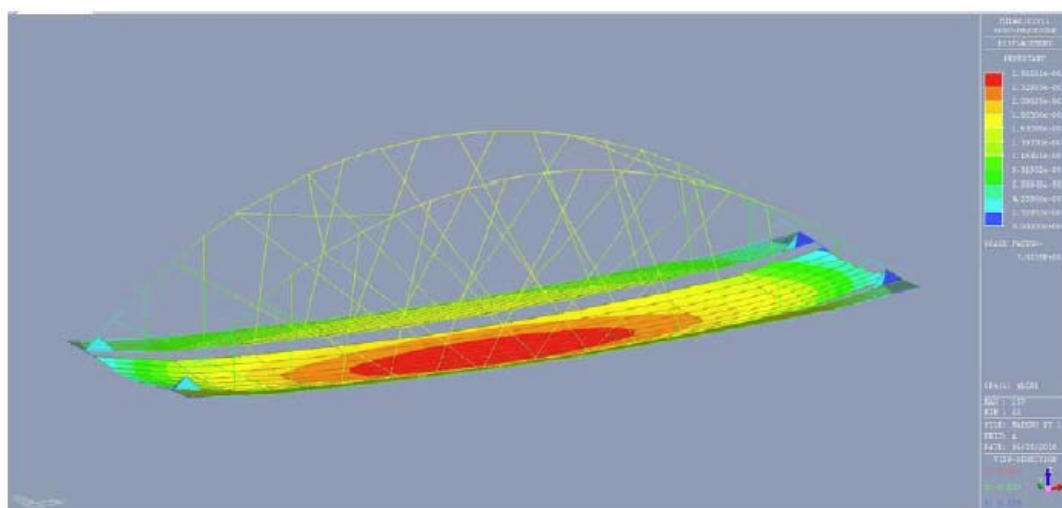
Pe banchetele cuzinetelor s-au prevăzut opritori antiseismici din beton

Diagramele de eforturi și de deplasări ale structurii proiectate, în cazul de încărcare ULS se prezintă în continuare. În anexe se prezintă dimensionarea și verificarea arcelor precum și tabelele de eforturi considerate la proiectare.



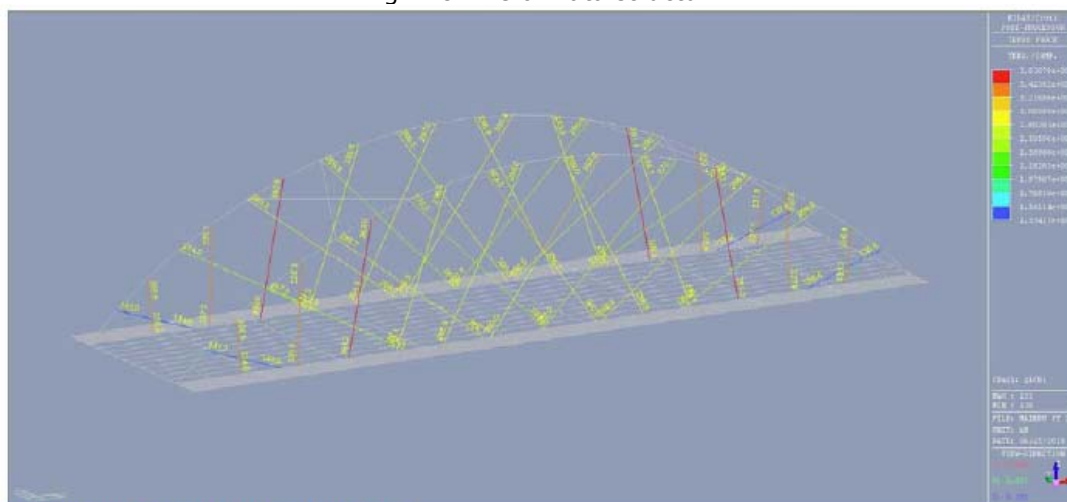
DIAGrame EFORT AXIAL LA ULS

Fig. 281 Efort axial in structura



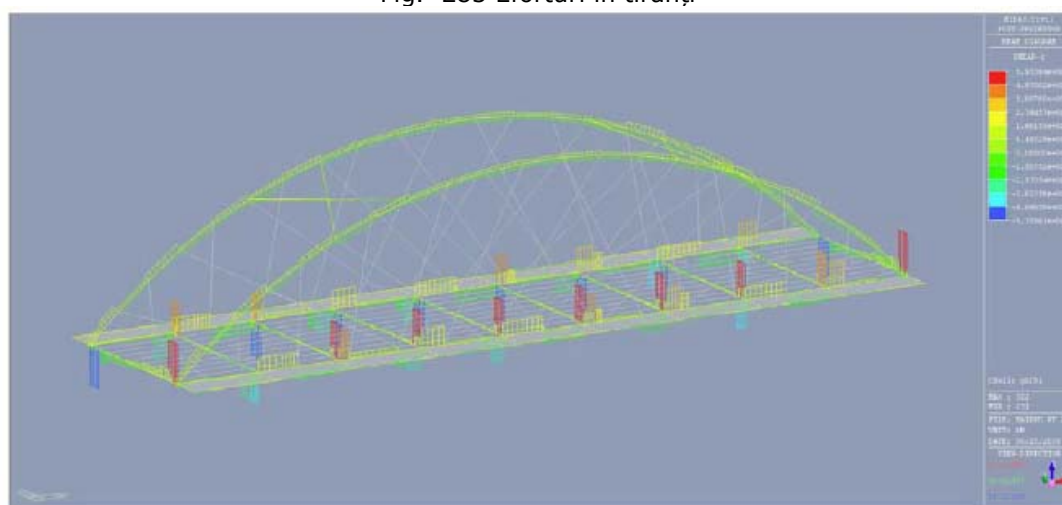
DIAGrame DEPLASARI LA ULS

Fig. 282 Deformata structurii



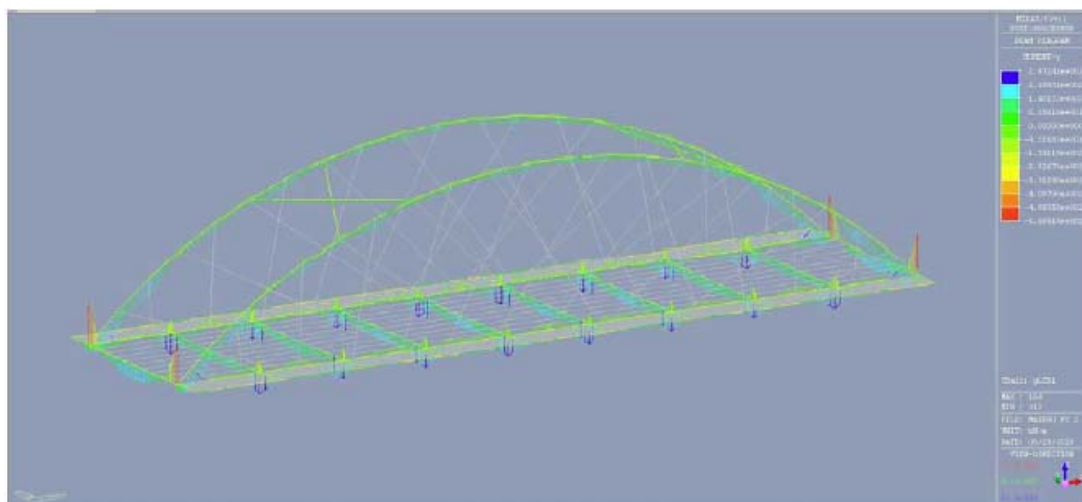
DIAGrame EFORTURI TIRANTI LA ULS

Fig. 283 Eforturi in tiranți



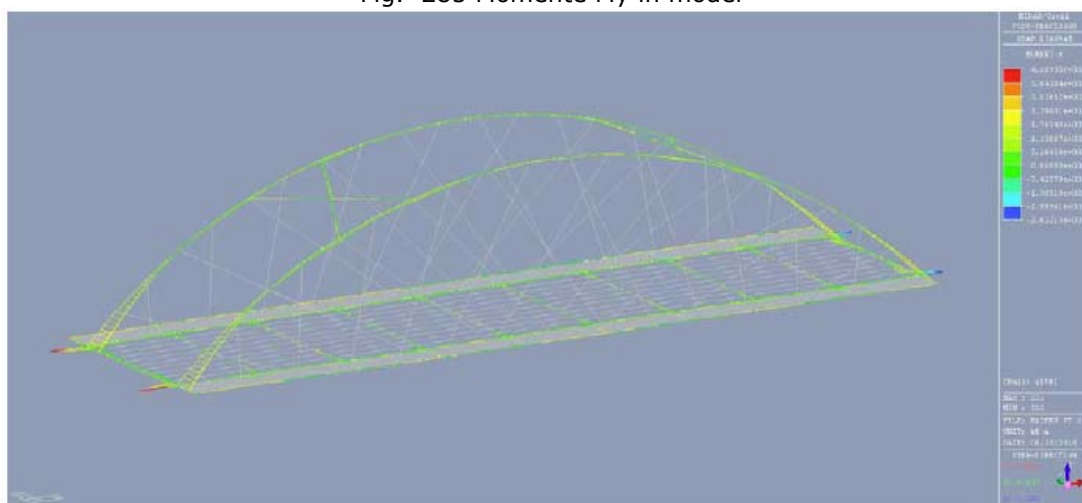
DIAGrame FORTA TAIETOARE LA ULS

Fig. 284 Forta taietoare in structura



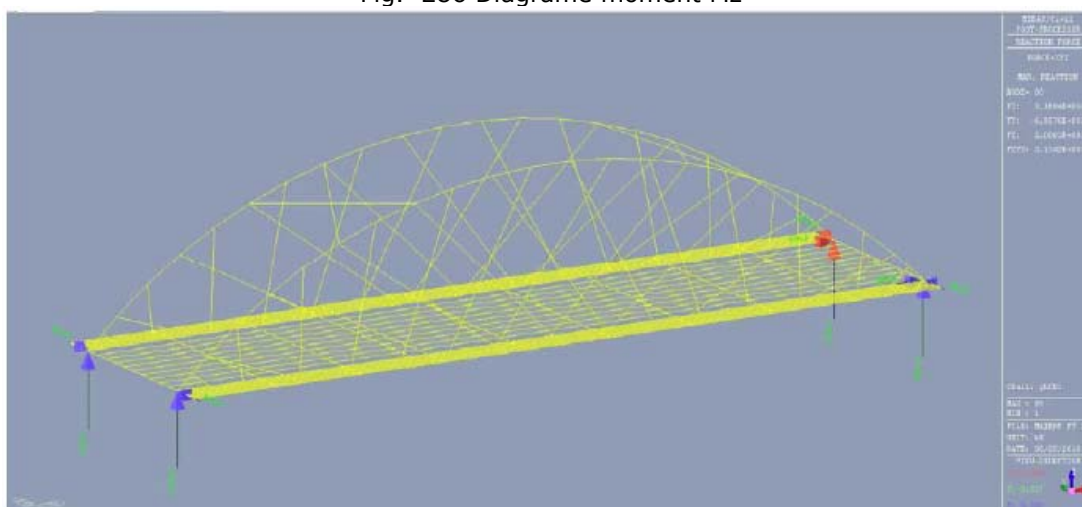
DIAGrame MOMENT MY LA ULS

Fig. 285 Momente My in model



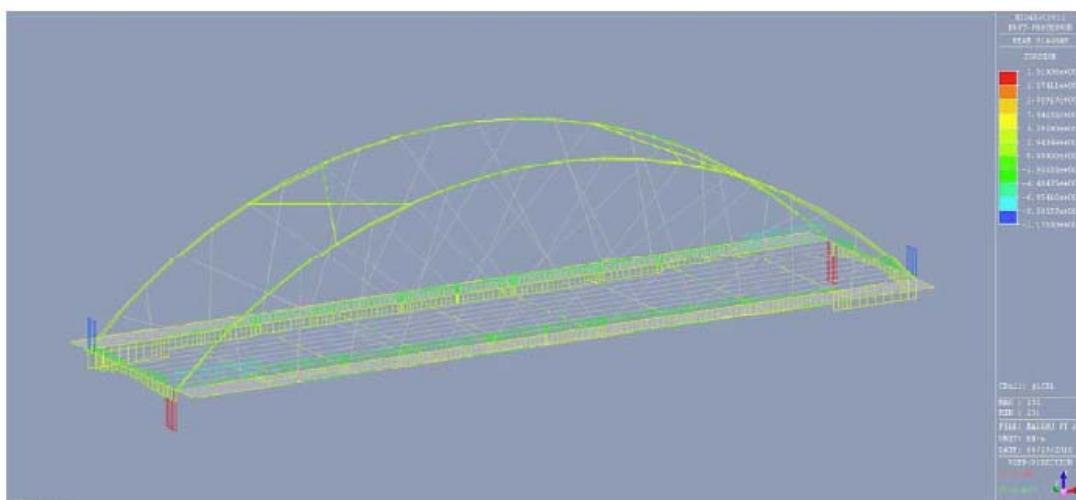
DIAGrame MOMENT MZ LA ULS

Fig. 286 Diagrame moment Mz



DIAGrame REACTIUNI LA ULS

Fig. 287 Reactiuni



DIAGrame MOMENT TORSIUNE LA ULS

Fig. 288 Momente de torsiune

V.3.4 Aplicarea metodelor studiate la proiectarea podului peste râul Someșul Mare în comuna Feldru

În acest subcapitol se prezintă aplicarea cercetărilor efectuate la proiectarea unui pod în arc cu tirant și rețea de cabluri peste râul Someșul Mare, în comuna Feldru, pentru care s-au întocmit documentațiile tehnico-economice la fazele Studiu de Fezabilitate, Proiect tehnic și detalii de execuție precum și asistență pe perioada execuției lucrărilor la care autorul a avut calitatea de șef de proiect.

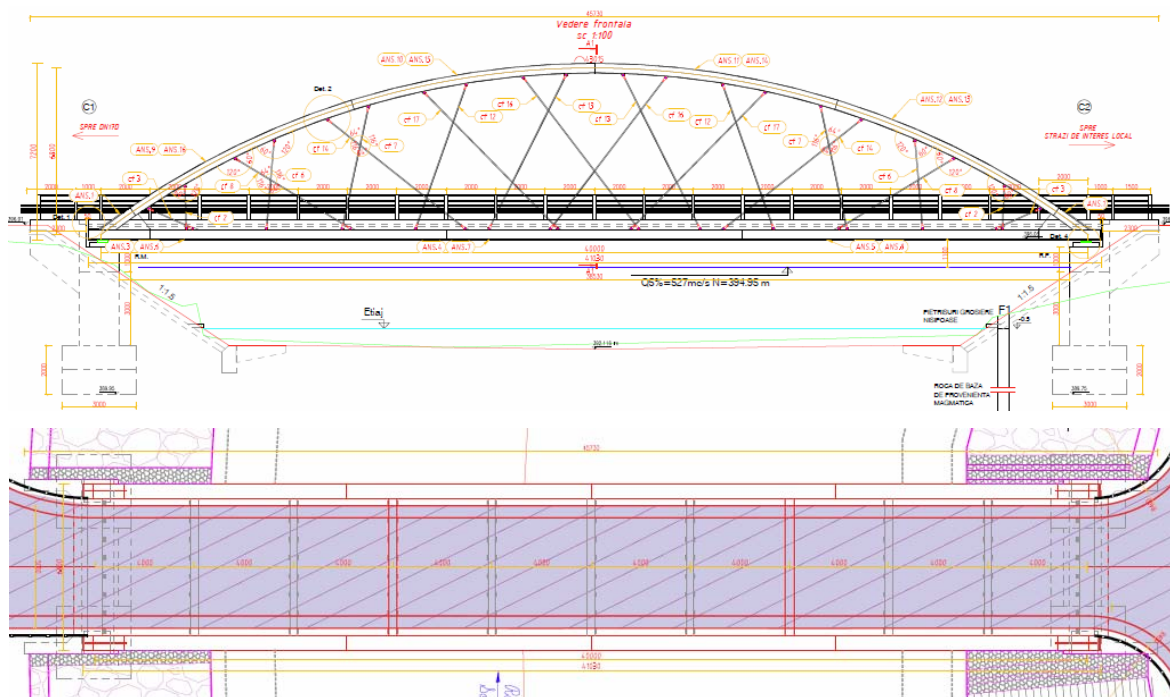


Fig. 289 Dispozitie Generala Pod Feldru

Prin tema de proiectare s-a cerut realizarea unui pod rutier, amplasat în aliniament, perpendicular pe axul de curgere al râului Someșul Mare, având lățimea părții carosabile 5 m, care să deservească traficul auto și traficul pietonal. Podul are o singură deschidere alcătuită din două arce metalice cu calea jos cu tirant și rețea de cabluri, legate prin intermediul antretoazelor și a plăcii de monolitizare la partea inferioară, iar la partea superioară prin intermediul montanților.

Podul corespunde clasei de încărcare gr1a, iar drumul pe care este amplasat este clasa tehnică V. De asemenea se vor realiza prin proiect rampele de acces pe pod. Imbrăcămintea va fi de tip suplu atât pe rampe cât și pe pod și se va realiza din două straturi asfaltice.

Podul are următoarele caracteristici:

- Raportul între deschidere și săgeata la cheie $f/L=0.17$.
- Aranjament cabluri cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă cu variație unghiulară de 1 grad, având unghiul între doi tiranți adiacenți de 65 grade, dispuși la echidistanța de 2 m în lungul arcului, începând de la un unghi de 60 grade raportat axa arcelor, având un număr de 20 de tiranți într-un plan.

| | |
|---|------------------------------|
| • Clasa de încărcare | gr1a |
| • Convoaie de dimensionare SR-EN 1991-2 | LM1 (Model de încărcare 1) |
| • Schema statică | Arc cu tirant simplu rezemat |
| • Tip fundare | directă |
| • deschidere: | 40.00 m |
| • lățimi utile: | Carosabil: 5 m |
| • Gabarit vertical | 5.20 m |
| • lungime: | 45,73 m |
| • lumina | 38,53 m |

Materiale:

- | | |
|-------------------|---------------------|
| • Suprastructura: | Oțel și Beton armat |
| • Infrastructuri | beton armat |

Suprastructura:

Suprastructura are o deschidere are 40 m și este realizată din două arce metalice având secțiunea casetată de 400x600 mm, având săgeata la cheie de 6.8 m, dispuse vertical și rigidizate la partea superioară prin intermediul a doi montanți de secțiune circulară 355x8. Nașterile fiecărui arc sunt legate prin intermediul unei grinzi metalice cu rol de tirant având secțiunea casetată 400x600 mm.

La partea inferioară cele două arce sunt unite prin intermediul antretoazelor metalice dispuse la o echidistanța de 4m, având secțiune HEB400, solidarizate cu o placă de beton de 15 cm grosime, ce asigură conlucrarea cu antretoazele pe lățimea părții carosabile și a grinzilor parapet prin intermediul conectorilor elastici. Deschiderea dintre antretoaze este susținută prin intermediul cofrajelor colaborante de tip Cofraplus 220.

Nodul dintre arce și grinzile tirant se va realiza sudat și se va rigidiza printr-un guseu metalic.

Arcul este realizat din 4 subansamble preuzinate, iar grinda tirant din 3 subansamble prefabricate, la care se adaugă elementele de capăt (antretoaza și rigidizarea arc-grindă tirant)

Legatura dintre arce și grinzile tirant se realizează prin intermediul tiranților metalici de secțiune circulară de diametru 40 mm – Tension Rod 860 (Efort capabil $Nr.d=504$ kN) prinși prin intermediul ancorajelor furca de tip Tension Rod 860 și a guseelor de ancoraj.

Oțelul structurii de rezistență este S355 J2+N.

Dispozitivele de acoperire a rosturilor vor fi de tip etanș care permit deplasări de min. 50 mm

Aparatele de reazem vor fi din neopren armat, TIP 15 fix și TIP 16 mobil, cu lagăre metalice.

La intersecția tiranților s-au prevazut amortizori din poliamida

Toate elementele metalice se vor realiza conform SR EN 1090 – 1,2, având următoarele exigențe privind calitatea EXC3.

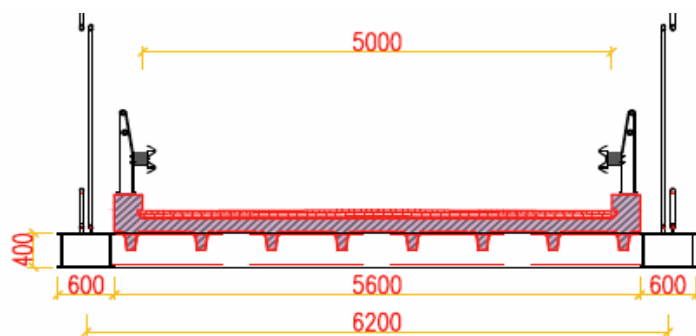


Fig. 290 Secțiune transversala Pod Feldru

Infrastructura:

Culeile au fundațiile directe din beton simplu, iar elevația, zidurile întoarse, zidurile de gardă și banchetele cuzinetilor se vor realiza din beton armat. Soluția constructivă pentru culei este de tip înecat.

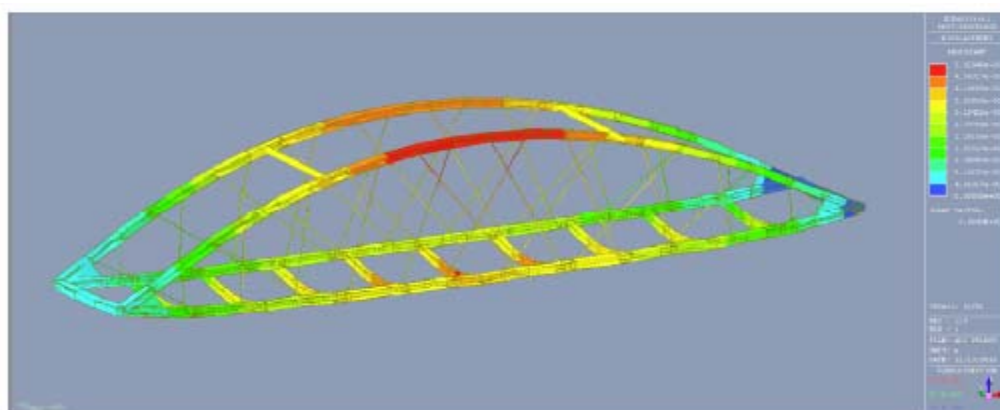
Spatele culeilor se protejează împotriva apelor de infiltrație cu hidroizolație din bitum filerizat.

Adâncimea de fundare este sub adâncimea de afuiere totală, în stratul de bază, teren care asigură condițiile de rezistență și stabilitate a infrastructurilor.

Pe banchetele cuzinetilor s-au prevazut opritori antiseismici din beton armat.

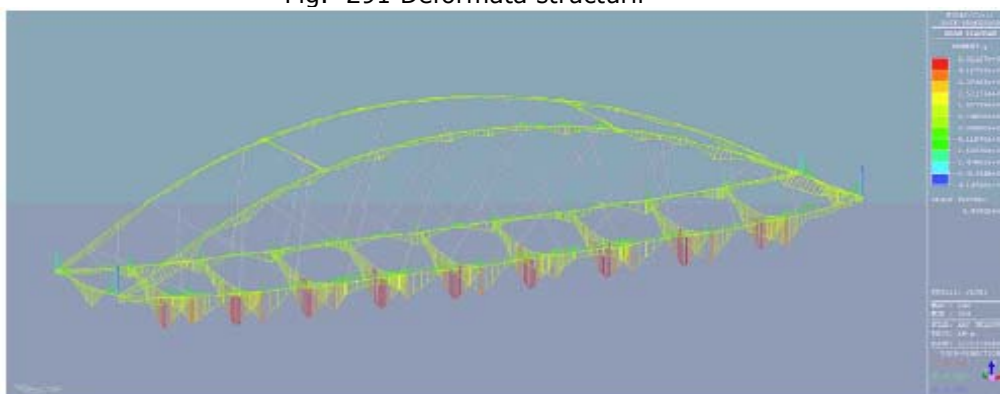
Ambele culei au aceleași dimensiuni și se vor realiza în mod similar.

Diagramele de eforturi și de deplasări ale structurii proiectate, în cazul de încărcare ULS se prezintă în continuare. În anexe se prezintă dimensionarea și verificarea arcelor precum și tabelele de eforturi considerate la proiectare.



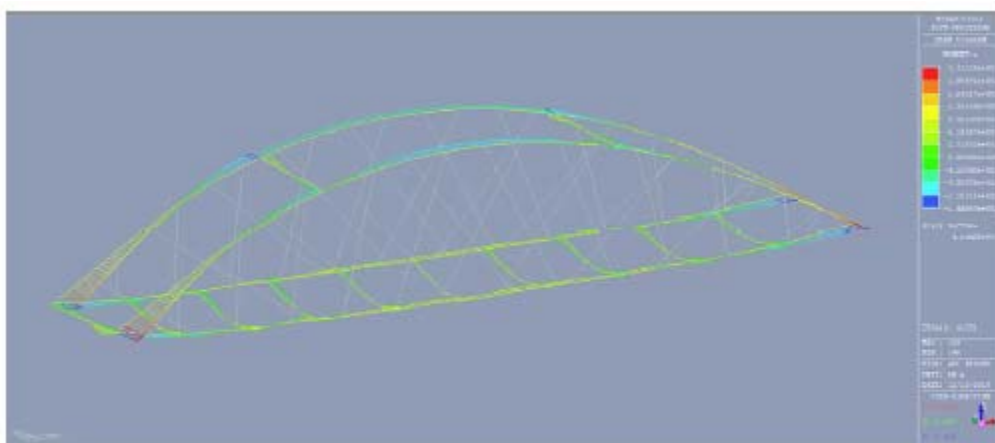
DEPLASARI

Fig. 291 Deformata structurii



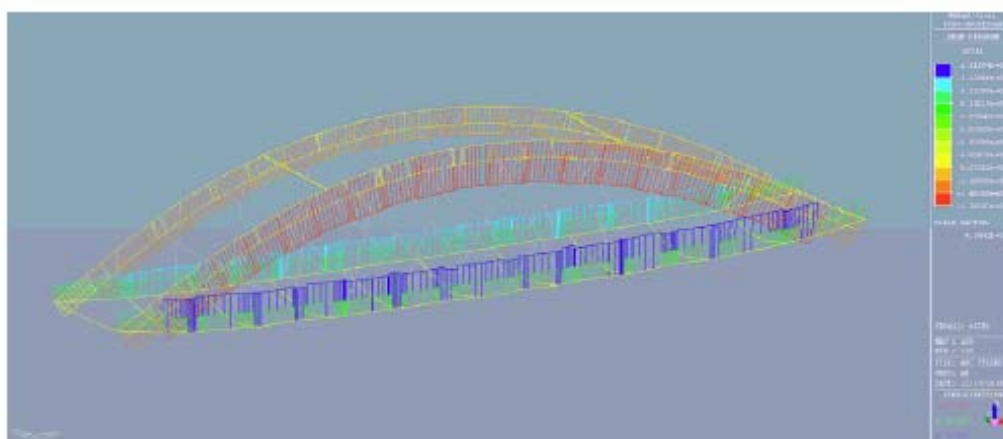
MOMENT MY

Fig. 292 Diagrame de moment incovoietor My



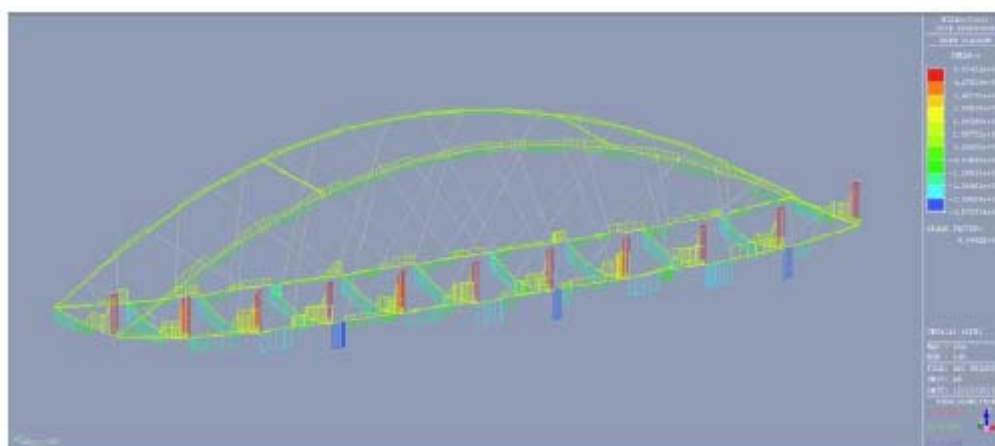
MOMENT MZ

Fig. 293 Momente incovoietoare Mz in structura



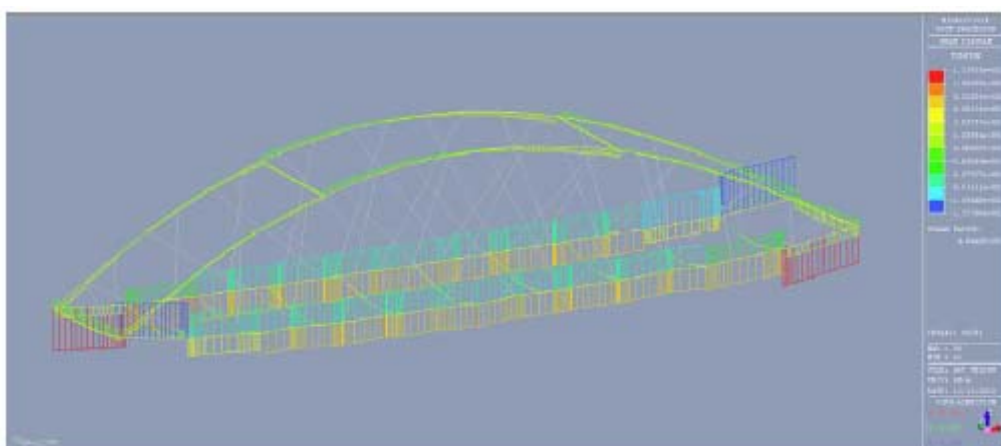
EFORT AXIAL

Fig. 294 Efort axial in elemente



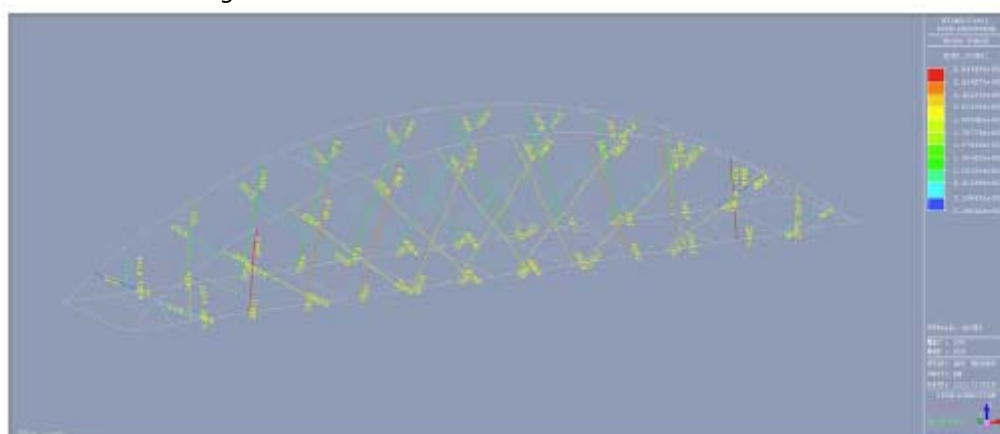
FORTA TAIETOARE

Fig. 295 Forta taietoare in structura



MOMENT TORSIUNE MX

Fig. 296 Momente de torsiune in structura



EFORTURI IN CABLURI

Fig. 297 Eforturi in cabluri

VI CONCLUZIILE TEZEI DE DOCTORAT ȘI CONTRIBUȚII

VI.1 CABLURI PORTANTE

VI.1.1 Concluzii privind cablurile

Lucrarea prezintă detaliile tehnice ale alcătuirii cablurilor și a modurilor de prindere cu celelalte elemente structurale.

Cablul de oțel reprezintă ansamblul de sârme de oțel sau de toroane, grupate prin înfășurare în straturi concentrice. Inima cablului este firul sau mănunchiul de fire în jurul cărora se înfășoară sârmele sau toroanele și poate fi realizat din sârme din care este construit și cablul sau din sârme ce pot avea diametrul sau caracteristici mecanice diferite de sârmele cablului. Din punct de vedere al construcției cablurile pot fi: construcție simplă, sau construcție compusă. Cablurile construcție simplă sunt construite dintr-un singur mănunchi de sârme grupate prin înfășurare în straturi concentrice. Cablul compus este orice cablu construit din mai multe toroane.

Performanța sistemelor cu cabluri portante este dată de modulul de elasticitate al acestora. Determinarea modulului de elasticitate ideal este un factor determinant în calculul structurilor pe cabluri portante. În practică, pentru a elimina acest efectul nonelasic, se practică efectuarea unei preîntinderi a cablului astfel încât cablul să își consume deformațiile remanente.

Săgeata cablului încărcat axial este dată de greutatea proprie a cablului și este proporțională cu densitatea materialului cablului și invers proporțională cu rezistența lui. Pentru a reduce săgețile, este important să se folosească materiale cu raportul dintre rezistență și densitate mare.

Pentru determinarea nivelului de tensiune admisibil în cablul de oțel, se va lua în calcul și efectul relaxării. Relaxarea crește semnificativ când tensiunea rezultată din încărcări permanente are o valoare mai mare de 50% din rezistența la tracțiune a sârmelor, de aceea aceste tensiuni nu ar trebui să depășească $0,45f_{cb,u}$ dacă nu sunt utilizate oțeluri speciale cu rezistență la oboseală sporită. Distribuția eficientă a eforturilor în tablier și în cabluri, precum și numărul mare al cablurilor reduc efectul oboselii asupra cablurilor.

La podurile având în alcătuire cabluri, conexiunea dintre acestea și tablier sau pilon este deosebit de importantă. Cerințele de proiectare au la bază rezistența la oboseală a ancorajelor și dimensiunile acestora, precum și rolurile conexe pe care le pot avea cum ar fi amortizarea vibrațiilor din cabluri.

Performanța ancorajelor este determinată de sistemul structural și numărul de cabluri ce se ancorează. În general indicațiile furnizorilor de cabluri spun că un ancoraj trebuie să poată transfera forța de rupere a cablului.

Gradul de amortizare necesar trebuie specificat prin proiect în funcție de aranjamentul și tipul cablurilor sau de amplasarea amortizorului. În funcție de sursa vibrațiilor se prevăd diferite tipuri de amortizoare. Pentru vibrațiile induse de efectul vânt-ploaie se prevăd nervuri elicoidale pe exteriorul tecilor de protecție care previn scurgerea apei pe generatoarea inferioară a cablului. În cazul cablurilor de lungimi mari se recomandă sisteme suplimentare de amortizare. Aceste sisteme se montează separat și pot fi amortizoare cu pendul cu piston.

Elementele de tip cablu sunt elementele structurale cu cea mai mare expunere la coroziune. Numărul mare de sârme, fiecare de diametru mic, implică o vulnerabilitate a cablului la coroziune. Fiindcă interiorul cablurilor este inaccesibil, se recomandă a se opta pentru o soluție de protecție anticorozivă performantă. Din punct de vedere al rezistenței la coroziune atmosferică, cablurile cu sârme închise sunt cele mai eficiente fiind protejate prin îmbinarea dintre sârmele de secțiune Z, galvanizate. Pentru forma un sistem dublu de protecție, acestea se pot vopsi cu vopsele cu elasticitate mare sau se pot manșona cu teci din PEID extrudate pe cablu.

VI.2 SISTEMUL HOBANAT

VI.2.1 Concluzii privind sistemele hobanate

În cadrul tezei s-au prezentat modurile de alcătuire ale structurilor hobanate, în diferite configurații ale cablurilor. S-a prezentat modul de repartizare a eforturilor în sistemul de cabluri-pilon-tablier în funcție de configurația aleasă și raportat la numărul hobanelor.

Podurile hobanate se caracterizează prin sistemul de hobane ce asigură o conexiune relativ rigidă dintre piloni și tablier, deplasările tablierului fiind dictate de variațiile tensiunilor din sistemul de cabluri. Tabliere podurilor hobanate vor avea capacitatea de a prelua eforturi axiale considerabile.

Distribuția tensiunilor în cabluri și a momentelor încovoietoare în tablier, depind și de modul în care sunt realizate legăturile între cabluri și piloni.

Înălțimea pilonului va avea înălțimea între $0.4...0.45 \times L$, unde L este deschiderea principală.

Complexitatea analizei grinzii de rigidizare este dată de neuniformitatea deformațiilor acesteia în nodurile cablurilor ce se datorează alungirii cablurilor și a dependenței acestora de unghiul de înclinare față de tablier.

Rigiditatea și stabilitatea structurii este îmbunătățită în cazul utilizării pilonilor în formă de A, astfel tablierul împreună cu cele două plane înclinate ale cablurilor formează un sistem închis (triunghi) care conformează structural în sens transversal structura și reduce rotirile tablierului, dar înclinarea pilonilor poate ridica probleme privind asigurarea gabaritului, rezultând astfel în lățimi mai mari ale secțiunii tablierului.

În general se disting trei configurații principale ale sistemului hobanat:

- Sistemul radial
- Sistemul semi-harpă (adaptare a sistemului radial)
- Sistemul harpă

Configurația radială se consideră cea mai eficientă structural. Această configurație presupune că toate cablurile sunt convergente spre vârful pilonilor și prezintă următoarele avantaje:

- Greutatea totală a cablurilor este substanțial mai mică comparativ cu sistemul tip harpă datorită înclinației mai mari a acestora
- Componentele orizontale ale forțelor din cabluri transmise tablierului sunt mai reduse
- Oferă posibilitatea realizării unor deschideri laterale de dimensiuni semnificativ mai reduse, de până la jumătate din deschiderea principală.
- Deplasările tablierului cauzate de variații de temperatură pot fi preluate de dispozitive de acoperire a rosturilor obișnuite în dreptul culeelor, în cazul suporturilor mobile ale tablierului în dreptul pilonilor.
- Capacitatea ridicată a hobanelor ancorate pe capete reduc deplasările pilonilor și ale tablierului.

VI.2.2 Contribuții privind sistemele hobanate

Prezenta teză prezintă o serie de modele analitice pentru dimensionarea inițială a structurilor hobanate, centralizate din literatura internațională, asigurând un suport tehnic pentru proiectarea acestui tip de structuri în România. Metodele de calcul prezentate includ stabilirea unghiului optim de înclinare al cablurilor, evaluarea greutateților inițiale determinate de rigiditățile secțiunilor care asigură posibilitatea unei verificări inițiale ale economicității

soluției alese și influența configurației sistemului structural asupra eficienței structurale a sistemului.

Prin prezentarea capitolelor se pune la dispoziție o centralizare a caracteristicilor geometrice și mecanice pentru fiecare tip de cablu, ce servesc ca tabele de lucru din proiectare utilizate la dimensionarea cablurilor precum și legislația în vigoare în România privind cablurile.

De asemenea, se prezintă modul de realizare al analizei structurale de ordinul I cu ajutorul programului automat de calcul CSi Bridge pentru un pod hobanat, analizat pe etape de execuție. Pașii prezentați cuprind atât analiza statică a structurii în faza inițială cu încărcările și eforturile corespunzătoare fiecărei etape, precum și evaluarea eforturilor în faza finală, metode pentru afișarea diagramelor de eforturi, a deplasărilor, precum și grafice cu evoluția deplasării sau a efortului în funcție de timp, respectiv etapă de execuție. Cu ajutorul metodelor prezentate se poate determina forța optimă de tensionare a sistemului de cabluri, în fiecare fază de execuție, precum și în faza de exploatare.

Rezultatele analizei realizate, descrierea metodelor de calcul, modurile de alcătuire cuprinzând tabele cu caracteristicile cablurilor, modul de protejare anticorozivă a acestora și accesoriile conexe prezentate, ajută la proiectarea preliminară a sistemelor hobanate. Desigur o analiză detaliată specifică fiecărei structuri trebuie realizată pentru a stabili detaliile finale ale unei astfel de structuri.

VI.3 SISTEMUL SUSPENDAT

VI.3.1 Concluzii privind sistemele suspendate

Sistemul suspendat clasic cu o singură deschidere susținută de sistemul de cabluri având cablul principal continuizat peste pilon ca și calbu-ancoră până la blocurile de ancorare prezintă deplasări reduse datorită stabilității oferite de cablul ancoră.

În cazul structurilor suspendate cu cablu ancoră având trei deschideri, raportul dintre deschiderea principală și cele laterale pornește de la 1/3. Crescând raportul dintre deschiderile laterale și deschiderea principală, stabilitatea tablierului sub încărcări asimetrice devine puternic influențată de deplasările cablurilor principale.

Înălțimea pilonului va avea valoarea între $0.1...0.15 \times L$, unde L este deschiderea principală.

În sistemul suspendat convențional cu suspensori verticali, sistemul de cabluri nu are rezistență la forță tăietoare, astfel că eforturile de forfecare date de încărcările exterioare trebuie fie preluate de tablier, fie de deplasare a cablului principal.

Cunoscând încărcările permanente și din greutate proprie, se poate determina cu ușurință greutatea aproximativă a sistemului suspendat.

Prin dispunerea cablurilor de suspendare înclinat, poate fi simulată o comportare tip zăbrele, astfel încât eforturile de forfecare să poată fi preluate prin sistemul de suspensori.

VI.3.2 Contribuții privind sistemele suspendate

Ca și în cazul structurilor hobanate, prezenta teză prezintă o serie de modele analitice pentru dimensionarea inițială a structurilor suspendate, centralizate din literatura internațională, asigurând un suport tehnic pentru proiectarea acestui tip de structuri în România.

Metodele de calcul prezentate includ dimensionarea sistemului suspendat, respectiv dimensionarea cablurilor principale, a suspensorilor, al pilonului și al masivului de ancoraj, precum și tabele de lucru.

Aplicarea metodologiei descrise în capitolele tezei pentru dimensionarea sistemului suspendat, respectiv dimensionarea cablurilor principale, a suspensorilor, al pilonului și al masivului de ancoraj a contribuit la realizarea proiectului Pod peste râul Iza, în comuna Rozavlea. Având la dispoziție tabelele de lucru privind cablurile, precum și etapele de dimensionare, prin metoda încercărilor succesive s-a stabilit săgeata optimă a cablurilor pentru realizarea unei structuri economice și eficiente structural.

VI.4 SISTEME CU CABLURI LA STRUCTURI ÎN ARC CU CALEA JOS

VI.4.1 Concluzii privind podurile în arc cu tirant și cabluri

Un pod în arc cu tirant este o structură în care compresiunea arcului este echilibrată de o forță de tracțiune care se dezvoltă în coarda inferioară, fără a genera împingeri laterale la capetele arcelor. Forțele preluate de tablier sunt transmise arcelor prin intermediul elementelor de tip tiranți. Principala diferență față de celelalte tipuri de poduri arc este aceea că în cazul arcurilor cu tirant, componentele orizontale sunt reținute de coarda de jos și nu de reacțiunile laterale ale culeelor. Eliminând forțele orizontale de la nivelul culeelor, aceste poduri au avantajul unor infrastructuri mai puțin masive.

În funcție de modul de dispunere a tiranților, se disting trei categorii principale:

- Sistemul Langer, unde tiranții sunt dispuși vertical
- Sistemul Nielsen-Lohse, unde tiranții sunt dispuși înclinat, cu intersecția acestora maxim o dată
- Sistemul cu rețea de tiranți, unde aceștia se intersectează de cel puțin două ori.

Datorită rigidității sistemului, arcul cu tirant se poate considera o grindă simplu rezemată. În general, o analiză elastică liniară este suficientă pentru tot proiectul, cu posibila excepție a rezistenței arcului la flambajul lateral.

Un pod arc cu tirant având cabluri înclinate (figura a, sistem Nielsen, b sistem rețea de cabluri) este o optimizare a eficienței arcelor cu tirant prin răspunsul tablierului la încărcările asimetrice.

În acest caz, ca și în cazul arcului cu tirant și cabluri verticale, cablurile pot acționa doar în tensiune, dar în cazul cablurilor înclinate, acestea vor transfera și forța tăietoare din lungul deschiderii. În cazul în care se crește rigiditatea și secțiunea tiranților și sunt dispuși în triunghi, atunci structura devine ca o grindă cu zăbrele, existând un transfer total al forței tăietoare prin elementele triunghiulare, fiind limitate de efortul de întindere din greutate proprie peste a cărei valoare, cablul devine relaxat.

La realizarea analizei arcului cu cabluri înclinate se urmărește reducerea la minim a numărului de cabluri relaxate. În special cablurile din apropierea nașterilor au tendința să se relaxeze, iar relaxarea cablurilor determină creșterea eforturilor în arce și în grinda tirant, precum și reducerea rezistenței la flambaj.

Ca o concluzie se poate spune că în cazul arcului cu tirant și cabluri verticale, încovoierea este un factor decisiv la stabilirea secțiunii grinzilor tirant, pe când în cazul rețelei de tiranți încovoierea va apărea numai local, arcul și grinda tirant fiind supuse preponderent forțelor axiale.

Raportul între înălțimea arcului la cheie și deschidere este $f/L=0.17..0.2$, unde L este deschiderea principală și f săgeata la cheie.

Ca urmare a realizării experimentelor pe modele la scară și pe modele digitale, precum și ilustrând rezultatele a cercetării bibliografice, se trage concluzia că în configurațiile cu rețea de cabluri au reieșit cele mai eficiente și economice structuri pentru deschideri cuprinse între 50 – 250 m.

Centralizarea concluziilor analizei comparative se prezintă mai jos:

- Din aranjamentele analizate, se observă că sistemul cu tiranți concurenți la un unghi de 60 grade determină rezultate optime. Cea mai eficientă soluție este cea cu tiranți înclinați cu înclinație constantă.
- Cele mai mici eforturi în tiranți sunt obținute în modelul cu tiranți dispuși vertical. Totuși, această configurație prezintă momente încovoietoare mari în arc și în grinda tirant.
- **Sistemul cu tiranți înclinați cu înclinație constantă** reprezintă cea mai eficientă soluție. În aceasta configurație obținem cele mai mici compresiuni și momente încovoietoare în arce și în grinzile tirant.
- **Sistemul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă** este mai puțin eficient decât sistemul cu tiranți înclinați cu înclinație constantă. Momentele încovoietoare sunt aproape duble atât în arce cât și în grinzile tirant în comparație cu sistemul cu înclinația constantă, iar tiranții comprimați se regasesc într-un număr mai mare în acest sistem. În general, cablurile comprimate sunt cele a caror înclinație este mai mare.
- Efortul maxim din cabluri influențează eforturile din starea limită ultimă și joacă un rol important în rezistența la oboseală, de aceea trebuie efectuat un studiu amanunțit a rezistenței la oboseală a tiranților.
- Lungimea de flambaj a arcelor variază în funcție de numărul și poziția tiranților. O analiză complexă a fenomenului de flambaj trebuie efectuată pentru optimizarea structurală a podului.
- Efortul axial maxim în arc tinde să fie mai mic cu cât înclinarea este mai mare. Momentele încovoietoare rezultate în urma analizei arată că pentru tiranți mai înclinați, momentul încovoietor scade.
- Variația unghiurilor tiranților nu pare să influențeze în mod semnificativ efortul axial în grinzile tirant, iar momentele încovoietoare în lungul grinzii scad cu creșterea unghiului.
- Spre deosebire de sistemul cu tiranți înclinați cu înclinare constantă, pentru această deschidere s-au obținut rezultate mai defavorabile, care determină la randul lor secțiuni mai mari, respectiv costuri mai ridicate. Totuși, raportat la sistemul cu tiranți verticali, în această configurație obținem o structură mai ușoară cu peste 30 %, problema generală ce trebuie rezolvată este relaxarea tiranților.

VI.4.2 Contribuții privind podurile în arc cu tirant și cabluri

Ca urmare a cercetărilor efectuate s-a configurat o structură în arc cu tirant și rețea de cabluri aplicată ca soluție tehnică la proiectarea a 8 poduri cu deschideri cuprinse între 36 și 100 m. Configurația cablurilor din cadrul cercetării s-a dovedit a fi singura care în analiza statică nu a prezentat cabluri relaxate în nici un caz de încărcare. Primul pod finalizat în proporție de 90% în acest sistem este podul peste râul Someșul Mare din comuna Maieru.

Prezentarea eforturilor în diferite configurații ale cablurilor oferă informații ce contribuie la stabilirea soluției optime de dispunere a cablurilor și de distribuție a rigidităților între arce și tablă.

În ceea ce privește rezultatul determinărilor în laborator se poate concluziona că pentru majoritatea cazurilor, cedarea s-a produs prin flambajul lateral al arcelor, indicând nivelul insuficient de contravântuire la partea superioară. Pe viitor se va avea în vedere realizarea unor machete îmbunătățite care să poată oferi rezultate concludente asupra sarcinii la rupere configurațiile studiate.

Experimentele pe modele la scară ilustrează faptul că pentru structurile având rețea de cabluri, dimensiunile elementelor principale, arc și grindă tirant sunt dictate de rezistența la flambaj a arcului. Rezultatele obținute în această configurație reduc consumurile de material pe metru liniar cu până la jumătate comparativ cu structurile având tiranți verticali.



UNIUNEA EUROPEANĂ



Fondul Social European
POSDRU 2007-2013



Instrumente Structurale
2007-2013



OIPOSDRU

MINISTERUL
EDUCAȚIEI ȘI
CERCETĂRII
ȘTIINȚIFICE



UNIVERSITATEA
TEHNICĂ
CLUJ-NAPOCA

VII ÎNCHEIERE

În încheiere, se marchează faptul că studiile privind alcătuirea și calculul structurilor pe cabluri portante din cadrul tezei reprezintă o mică parte din informațiile disponibile în prezent. Teza urmărește să crească interesul pentru acest tip de structuri și prezintă metode pentru abordarea practică și analitică ce stau la baza proiectării structurilor pe cabluri.

Contribuțiile cercetării la realizarea de către autor a proiectelor de poduri, completează rezultatele analizelor efectuate în cadrul proiectelor. Astfel se poate spune cu ușurință că modelele a căror comportare a fost studiată sunt podurile în sine, executate sau în curs de realizare la momentul redactării.

VIII BIBLIOGRAFIE

- A full-scale experiment on Vibration mitigation of stay cable.* **Limin Sun, Chen SHI, Haijun Zhou, Wei Cheng. 2004.** Shanghai : IABSE CONFERENCES, 2004.
- Active Tendon Control of Cable-Stayed Bridges.* **Achkire, Younes. 1997.** s.l. : Universite Libre de Bruxelles, 1997.
- BRITO, EDGAR GARCIA DA SILVA. 2009.** *DESIGN OF NETWORK ARCH BRIDGES.* s.l. : FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO, 2009.
- Chen, Shin-Gia. 2000.** *Maintenance of Cable-Stayed Bridges.* Massachusetts : Massachusetts Institute of Technology, 2000.
- Comparison Between Three Types of Cable Stayed Bridges Using Structural Optimization.* **Zadeh, Olfat Sarhang. 2012.** Ontario, : The University of Western Ontario, 2012.
- Contribuții la analiza răspunsului nelinier al structurilor pe cabluri.* **PINTEA, Adrian. 2012.** CLUJ-NAPOCA : UNIVERSITATEA TEHNICĂ DIN CLUJ-NAPOCA, 2012.
- Costa, Bernardo Morais da. 2013.** *Design and Analysis of a Network Arch Bridge.* Lisbon : Tecnico Lisboa, 2013.
- Effect of Cable Degradation on Dynamic Behavior of Cable Stayed Bridges.* **Vikas A C, Prashanth M H, Indrani Gogoi2, Channappa T M. 2013.** s.l. : Journal of Civil Engineering Research 2013, 3(1): 35-45, 2013. DOI: 10.5923/j.jce.20130301.04.
- fib Task Group 9.2, Stay cable systems. 2005.** *Acceptance of stay cable systems using prestressing steels.* s.l. : fib - CEB-FIP, 2005.
- Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo and Jorge Nebreda Sánchez. 2011.** *Design and Construction of Composite Tubular Arches.* s.l. : Journal of Civil Engineering and Architecture, 2011. ISSN 1934-7359, USA.
- Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo. 2009.** *The use and development of the network suspension system for steel bowstring arches.* 2009.
- Grabow, Marko Justus. 2004.** *Construction Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges.* Hamburg : Technical University of Hamburg Harburg, 2004.
- INSTITUTE, POST-TENSIONING. 2001.** *RECOMMENDATIONS FOR STAY CABKE DESIGN, TESTING AND INSTALLATION.* Phoenix : POST-TENSIONING INSTITUTE, 2001. ISBN 1-931085-03-X.
- Irvine, Max. 1981.** *Cable Structures.* s.l. : The MIT Press, 1981.
- J.A. Jurado, S. Hernandez, F. Nieto. 2011.** *Bridge Aeroselasticity - Sensitivity Analysis and Optimal Design.* s.l. : WIT Press, 2011. ISBN: 978-1-84564-056-9.
- Karoumi, Raid. 1999.** *Response of Cable-Stayed and Suspension Brdiges to Moving Vehicles.* POST-TENSIONING INSTITUTE : Royal Institute of Technology , 1999. ISSN 1103-4270.

- KIVILUOMA, RISTO. 2001.** *Frequency-domain approach for calculating wind-induced vibration and.* Helsinki : Helsinki University of Technology, 2001.
- Michel, Virlogeux. 2006.** *Some aspects of the design of stay-cables.* Hong-Kong : The International Federation for Structural Concrete, 2006.
- Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis. 2012.** *Cable Supported Bridges CONCEPT AND DESIGN - 3rd Edition.* s.l. : John Wiley & Sons, Ltd, 2012.
- Nikilson, Alejandro. 2010.** *Statical Analysis of Network Arch Bridges.* Stuttgart : Universitat Stuttgart, 2010.
- Optimization of Cable Tensioning in Cable-Stayed Bridges.* **Nghiep, Le Hong Lam, Nguyen Huy Cung, Vu Hong.** s.l. : www.paper.edu.cn.
- Popa, Victor. 2015.** *Soluții Moderne de poduri aplicate în România în ultimele două decenii.* s.l. : Buletinul AGIR 3/2015, 2015.
- Rene Walther, Bernard Houriet, Walmar Isler, Pierre Moia, Jean-Francois Klein. 1999.** *Cable Stayed Bridges - Second Edition.* s.l. : Thomas Telford Publishing, 1999.
- SEISMIC BEHAVIOUR OF CABLE-STAYED BRIDGES: A STATE-OF-THE-ART REVIEW.* **Galo E. Valdebenito, and Ángel C. Aparicio. 2006.** Taipei : 4th International Conference on Earthquake Engineering, 2006. Paper No. 45.
- Sena Kumarasena, Nicholas P. Jones, Peter Irwin, Peter Taylor. 2007.** *Wind-Induced Vibration of Stay Cables.* McLean, VA : National Technical Information Service, 2007. FHWA-RD-05-083.
- Simion, Naftali. 1958.** *Funiculare.* s.l. : Editura Tehnica, 1958.
- Smit, T.J.M. 2013.** *Design and Construction of a Railway Arch Bridge with a network hanger arrangement.* Delft : Delft University of Tehnology, 2013.
- Stefan Gutiu, Catalin Moga. 2011.** *Structuri Compuse Oțel-Beton.* Cluj-Napoca : U.T. Press, 2011. ISBN: 978-973-662-605-0.
- Strasky, Jiri. 2005.** *Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges.* s.l. : Thomas Telford, 2005. ISBN 07277-3282-X.
- Technology, KS2 Science and.** *The Story of Rope Making.* s.l. : Heritage .
- Troitsky, M.S. 1988.** *CABLE-STAYED BRIDGES Theory and Design SECOND EDITION.* s.l. : BSP PROFESSIONAL BOOKS, 1988.
- Troyano, L. F. 2003.** *Brige Engineering - A Global Perspective.* Madrid : Thomas Telford, 2003.
- Tveit, Per. 2013.** *The Network Arch.* s.l. : <http://home.uia.no/pert>, 2013.
- VARENNES, MAXIME. 2011.** *Design of a single-track railway network arch bridge.* Stockholm, Sweden : Structural Design and Bridges, 2011. ISSN 1103-4297.
- Walter Podolny, John B. Scalzi. 1986.** *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges - Second Edition.* s.l. : John Wiley&Sons, 1986.
- Xu, You-Lin. 2013.** *Wind effects on Cable-Supported Bridges.* Singapore : John Wiley & Sons, 2013. ISBN: 9781118188286.
- Zabihollah Behin, David W. Murray. 1990.** *Erection Analysis of Cable-Stayed Bridges.* Alberta : University of Alberta, 1990.

| | |
|-------------------------------|--|
| SR-EN 1990 / 2004 | Eurocod 0 Bazele proiectării structurilor |
| SR-EN 1991-1,2 | Eurocod 1 Acțiuni asupra structurilor |
| SR-EN 1993-1 | Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel -Partea 1-11 |
| SR EN 12385-1+A1:2009 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 1: Condiții generale |
| SR EN 12385-2+A1:2008 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 2: Definiții, notare și clasificare |
| SR EN 12385-3+A1:2008 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 3: Informații pentru utilizare și pentru mentenanță |
| SR EN 12385-4+A1:2008 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 4: Cabluri cu toroane pentru aplicații generale de ridicat |
| SR EN 12385-10+A1:2008 | Cabluri de oțel. Securitate. Partea 10: Cabluri elicoidale pentru aplicații generale în construcții |
| SR EN 13411-1 A1:2009 | + Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 1: Rodanțe pentru cabluri de legare de oțel |
| SR EN 13411-2+ A1:2009 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 2: Matisări de ocheteți pentru cabluri de legare |
| SR EN 13411-3+A1:2009 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 3: Manșoane și ocheteți manșonați |
| SR EN 13411-4+A1:2009 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 4: Manșoane cu adaos de metal sau de rășină |
| SR EN 13411-5+A1:2009 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 5: Clemă U pentru fixarea capetelor de cablu |
| SR EN 13411-6+A1:2009 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 6: Papuc asimetric pentru fixarea capetelor de cablu |
| SR EN 13411-7+ A1:2009 | Accesorii de capăt pentru cabluri din sârmă de oțel. Securitate. Partea 7: Papuc simetric pentru fixarea capetelor de cablu |
| STAS 1513-80 | Cabluri din oțel. Cabluri construcție simplă. Forme și dimensiuni |
| STAS 1553-80 | Cabluri din oțel. Cabluri compuse, duble, flexibile. Condiții tehnice de calitate |
| STAS 2690-80 | Cabluri din oțel. Cabluri compuse duble, construcție concentrică |
| STAS 1689-80 | Cabluri de oțel. Cabluri duble, construcție combinată. Forme și dimensiuni |
| STAS 2693-80 | Cabluri din oțel. Cabluri compuse, construcție triplă. Forme și |

dimensiuni

STAS 1559-80 Cabluri de oțel. Cabluri late plate. Forme și dimensiuni

STAS 10012-81 Cabluri flexibile de oțel cu toroane performante pentru comenzile aeronavelor. Forme și dimensiuni

LISTA FIGURILOR

| | |
|--|----|
| Fig. 1 Pod peste Râul Someș în orașul Ulmeni..... | 16 |
| Fig. 2 Pod peste râul Someș, în orașul Seini..... | 17 |
| Fig. 3 Pod peste râul Bega în comuna Topolovățu Mare | 17 |
| Fig. 4 Pod peste Râul Someș în comuna Maieru | 18 |
| Fig. 5 Pod peste râul Someșul Mare în comuna Feldru..... | 19 |
| Fig. 6 Pod peste râul Iza, în comuna Rozavlea..... | 20 |
| Fig. 7 Navă antică egipteană cu catarg ancorat..... | 22 |
| Fig. 8 Tehnologia de realizare a frânghiilor..... | 23 |
| Fig. 9 Poduri primitive din liane și bambus | 24 |
| Fig. 10 Pod hobanat propus de Faustus Verantius 1617 | 24 |
| Fig. 11 Pod suspendat propus de Faustus Verantius 1617 | 25 |
| Fig. 12 Pod hobanat din cherestea propus de Loscher - 1784..... | 25 |
| Fig. 13 Podul pietonal King Meadow - 1817..... | 25 |
| Fig. 14 Podul pietonal Drybourgh - 1817 | 26 |
| Fig. 15 Sistem propus de arhitectul Poyet în anul 1821 | 26 |
| Fig. 16 Sistem hobanate propuse de Navier - 1823 | 26 |
| Fig. 17 Podul hobanat din Niemburg - 1824 | 27 |
| Fig. 18 Podul Grand Pont Suspendu din Fribourg - 1834..... | 28 |
| Fig. 19 Podul de cale ferată Niagara - 1855..... | 29 |
| Fig. 20 Podul Brooklyn – 1883 | 29 |
| Fig. 21 Albert Bridge - 1873 | 30 |
| Fig. 22 Pod peste râul Saon la Lyon - 1888..... | 30 |
| Fig. 23 Podul Bonhomme peste râul Blavet la Marbihan - 1904..... | 31 |
| Fig. 24 Podul Manhattan - 1909..... | 31 |
| Fig. 25 Podul George Washington - 1931 | 32 |
| Fig. 26 Podul Tacoma Narrows - 1940 | 33 |
| Fig. 27 Podul Severn - 1966..... | 33 |
| Fig. 28 Podul Akashi Kaikyo, Japonia, 1998 | 34 |
| Fig. 29 Podul Stormsund - 1956..... | 34 |
| Fig. 30 Podul Knie, Germania, 1958..... | 35 |
| Fig. 31 Podul Severins 1959..... | 35 |
| Fig. 32 Podul Saint Nazaire - 1975 | 36 |
| Fig. 33 Podul Barrios de Luna - 1984..... | 36 |
| Fig. 34 Podul Alex Fraser - 1986 | 37 |
| Fig. 35 Podul Kvarnsund 1990..... | 37 |
| Fig. 36 Podul Normandie - 1995..... | 38 |
| Fig. 37 Viaductul Millau - 2004..... | 38 |
| Fig. 38 Podul Sutong - 2008..... | 39 |

| | |
|--|----|
| Fig. 39 Podul Chrods - 2008 | 39 |
| Fig. 40 Podul Intelectualilor din Oradea - 1973 | 40 |
| Fig. 41 Primul pod rutier hobanat din România - 1983 | 40 |
| Fig. 42 Pasajul Basarab - 2010 | 41 |
| Fig. 43 Podul Calafat-Vidin -2013 | 41 |
| Fig. 44 Podul hobanat nou de la Agigea - 2015..... | 42 |
| Fig. 45 Podul Westend, SUA, 1932 | 43 |
| Fig. 46 Podul Solidaritat, Germania, 1950..... | 43 |
| Fig. 47 Podul peste Canalul Dunăre-Marea Neagră de la Medgidia - 1983 | 44 |
| Fig. 48 Podul Bergnasbron din Suedia - 1954 | 44 |
| Fig. 49 Podul Ounoura, Japonia, 1973 | 44 |
| Fig. 50 Podul peste canalul Dunărea Marea Neagră de la Murfatlar - 1983 | 45 |
| Fig. 51 Podul la Steinkjer - 1964..... | 46 |
| Fig. 52 Podul Bolstadstraumen - 1964..... | 46 |
| Fig. 53 Podul Fehmarnsund, Germania - 1963 | 47 |
| Fig. 54 Podul Nagara, Osaka - 1980 | 47 |
| Fig. 55 Podul Shinhamadera - 1991 | 48 |
| Fig. 56 Podul Haccourt - 1981 | 48 |
| Fig. 57 Podul Sfânta Maria peste canalul Dunăre-Marea Neagră de la Cernavodă - 2002..... | 49 |
| Fig. 58 Podul din Rhode Island - 2007 | 49 |
| Fig. 59 Podul Blennerhasset - 2007 | 50 |
| Fig. 60 Podul Brandanger - 2010 | 50 |
| Fig. 61 Tipuri de ferme cablu | 52 |
| Fig. 62 Acoperiș hobanat..... | 52 |
| Fig. 63 Supratraversări de conducte | 52 |
| Fig. 64 Macara cu cablu | 53 |
| Fig. 65 Macara cu braț orizontal | 54 |
| Fig. 66 Macare mobilă pe pneuri | 54 |
| Fig. 67 Macara mobilă pe barjă..... | 54 |
| Fig. 68 Mijloc de transport aerian | 55 |
| Fig. 69 Piloni scurți pentru funiculare..... | 56 |
| Fig. 70 Piloni înalți | 57 |
| Fig. 71 Funicular pentru transportul materialelor | 57 |
| Fig. 72 Funicular pentru transportul persoanelor..... | 58 |
| Fig. 73 Stație de unghi | 58 |
| Fig. 74 Stație de încărcare/descărcare | 59 |
| Fig. 75 Skilift | 60 |
| Fig. 76 Toron cu 19 fire..... | 61 |
| Fig. 77 Toron cu 7 fire..... | 61 |
| Fig. 78 Cablu elicoidal..... | 76 |
| Fig. 79 Cablu elicoidal inchis..... | 78 |
| Fig. 80 Toron cu sârme paralele..... | 79 |
| Fig. 81 Cablu cu toroane paralele..... | 80 |
| Fig. 82 Cablu cu bare de tensiune | 81 |
| Fig. 83 Manson pentru bare de tensiune | 81 |
| Fig. 84 Ancoraje pentru cabluri..... | 83 |
| Fig. 85 Sochet de ancoraj pentru un toron | 85 |
| Fig. 86 Dimensionarea sochetului simplu..... | 86 |
| Fig. 87 Transmiterea idealizata a forțelor in interiorul unui ancoraj..... | 87 |

| | |
|--|-----|
| Fig. 88 Ancoraj de tip HiAm..... | 87 |
| Fig. 89 Ancoraj de tip Fressynet H1000 | 88 |
| Fig. 90 Ancoraj de tip sa , BBR | 89 |
| Fig. 91 Ancoraj de tip sa..... | 89 |
| Fig. 92 Poziționarea cablurilor în secțiune transversală | 90 |
| Fig. 93 Ancoraje cablu-suspensori | 91 |
| Fig. 94 Variația unghiulară a cablului în dreptul bridelor | 91 |
| Fig. 95 Ancoraje cablu-pilon..... | 92 |
| Fig. 96 Ancoraje cablu-pilon..... | 93 |
| Fig. 97 Ancoraje cablu-masiv de ancoraj..... | 94 |
| Fig. 98 Schema forțelor din masivul de ancoraj | 95 |
| Fig. 99 Accesorii de amortizare a cablurilor..... | 97 |
| Fig. 100 Tecii de protecție împotriva efectului indus de fenomenul vânt-ploaie | 97 |
| Fig. 101 Accesorii de amortizare a cablurilor..... | 97 |
| Fig. 102 Imbinarea firelor de secțiune Z..... | 98 |
| Fig. 103 Dispozitiv pentru accesul aerului..... | 99 |
| Fig. 104 Aplicarea benzilor din polietilena..... | 99 |
| Fig. 105 Diagrama efort deformație..... | 103 |
| Fig. 106 Sistemul de cablu inclinat sub acțiunea forței F..... | 104 |
| Fig. 107 Cablul sub încărcare uniform distribuită | 105 |
| Fig. 108 Deformația remanenta datorata relaxarii intr-un cablu supus la un efort constant pentru 1000 ore..... | 109 |
| Fig. 109 Curbe Wohler pentru cabluri cu sârme paralele și cabluri cu toroane paralele... .. | 110 |
| Fig. 110 Sistem cu elemente încărcate axial | 112 |
| Fig. 111 Sistem cu elemente încărcate transversal | 112 |
| Fig. 112 Reacțiuni la cablul încărcat transversal | 112 |
| Fig. 113 Influența sagetii la cablul încărcat transversal | 113 |
| Fig. 114 Cablul orizontal si cablul vertical supus la încărcări axiale..... | 113 |
| Fig. 115 Săgeata și lungimea corzii unui cablu orizontal cu o lungime de 100 m | 114 |
| Fig. 116 Variația lungimii cablului in raport cu forța de tragere..... | 114 |
| Fig. 117 Definiția modulului de elasticitate tangent..... | 115 |
| Fig. 118 Definiția modulului de elasticitate secant..... | 115 |
| Fig. 119 Comparatie de forte si reacțiuni acționând asupra cablului si o grinda simplu rezemata..... | 116 |
| Fig. 120 Cablul inclinat sub greutate proprie..... | 117 |
| Fig. 121 Cablul inclinat supus la încărcări verticale..... | 118 |
| Fig. 122 Schema de calcul a sistemului hobanat | 130 |
| Fig. 123 Rotirile sub acțiunea unei forte concentrate a unui pod hobanat..... | 130 |
| Fig. 124 Linii de influența pentru diferite sisteme hobanate | 131 |
| Fig. 125 Deformațiile sistemului hobanat..... | 132 |
| Fig. 126 Sistemul de baza..... | 133 |
| Fig. 127 Schema de calcul..... | 133 |
| Fig. 128 Suprafete de influența | 135 |
| Fig. 129 Deformațiile sistemului hobanat..... | 144 |
| Fig. 130 Schema analitică..... | 147 |
| Fig. 131 Schema analitică..... | 149 |
| Fig. 132 Schema de încărcare..... | 151 |
| Fig. 133 Schema componentei orizontale..... | 152 |
| Fig. 134 Schema de încărcare..... | 153 |

| | | |
|----------|---|-----|
| Fig. 135 | Tipuri de piloni la podurile pe cabluri portante..... | 155 |
| Fig. 136 | Forte verticale acționând asupra pilonului | 156 |
| Fig. 137 | Relația dintre greutatea relativă a pilonului și înălțimea sa | 157 |
| Fig. 138 | Rezultantele R_T ale forțelor din cabluri acționând în vârful pilonului | 157 |
| Fig. 139 | Rezultanta R_t sub acțiunea deplasărilor laterale ale vârfului pilonului | 158 |
| Fig. 140 | Forte care acționează asupra unui pilon și diagrama de momente | 158 |
| Fig. 141 | Pilon tip portal..... | 159 |
| Fig. 142 | Pilon articulat la baza..... | 159 |
| Fig. 143 | Sisteme structurale cu piloni fixați la baza..... | 160 |
| Fig. 144 | Deformații simultane ale varfurilor pilonilor într-un sistem deplasabil longitudinal | 160 |
| Fig. 145 | Deplasare longitudinală limitată a vârfului pilonului în sistemul cu reazem fix la capăt..... | 161 |
| Fig. 146 | Deplasarea vârfului pilonului fixat de tablier..... | 161 |
| Fig. 147 | Directia forțelor orizontale din cabluri..... | 162 |
| Fig. 148 | Variația momentului la baza pilonului în raport cu forța N_{pl} | 162 |
| Fig. 149 | Sisteme structurale pentru piloni centrali care susțin sisteme de cabluri într-un singur plan central | 163 |
| Fig. 150 | Pilon în forma de "A" susținând sisteme de cabluri într-un singur plan central..... | 163 |
| Fig. 151 | Sisteme structurale cu doi piloni independenți | 164 |
| Fig. 152 | Sistem de pilon tip portal având picioarele conectate printr-o grindă transversală la partea superioară | 164 |
| Fig. 153 | Comparatie momentele din vant pilon cu grindă transversală și pilon cu picioare independente..... | 165 |
| Fig. 154 | Secțiuni transversale prin pilon metalic | 165 |
| Fig. 155 | Secțiuni transversale prin pilon din beton armat..... | 166 |
| Fig. 156 | Variația momentului în lungul tablierului..... | 167 |
| Fig. 157 | Distribuția momentelor încovoietoare în tablier | 167 |
| Fig. 158 | Transmiterea eforturilor laterale | 168 |
| Fig. 159 | Scheme statice pentru tabliere încărcate transversal..... | 168 |
| Fig. 160 | Distribuția momentelor din greutate proprie..... | 169 |
| Fig. 161 | Distribuția momentelor încovoietoare în noduri la poduri hobanate..... | 169 |
| Fig. 162 | Distribuția momentelor încovoietoare în noduri la poduri suspendate | 170 |
| Fig. 163 | Transmiterea unei încărcări excentrice..... | 170 |
| Fig. 164 | Secțiuni transversale de bază pentru tabliere | 171 |
| Fig. 165 | Tablierul podului Knie..... | 172 |
| Fig. 166 | Tablierul podului Alex Fraser..... | 172 |
| Fig. 167 | Secțiune transversală prin tablier de beton armat..... | 172 |
| Fig. 168 | Secțiuni transversale pentru tabliere cu un singur plan central de cabluri | 173 |
| Fig. 169 | Secțiuni transversale tipice pentru tablierele susținute de două plane de cabluri..... | 173 |
| Fig. 170 | Distribuția încărcărilor în arc cu tirant | 176 |
| Fig. 171 | Tipuri de configurații a cablurilor la podurile în arc cu tirant | 177 |
| Fig. 172 | Linii de influență pentru arc tip Langer | 178 |
| Fig. 173 | Podul în arc cu tirant și cabluri înclinate | 179 |
| Fig. 174 | Distribuția eforturilor la podul în arc sistem Nielsen-Lohse | 179 |
| Fig. 175 | Deformarea arcului cu tirant sub încărcări asimetrice | 180 |
| Fig. 176 | Linii de influență comparative..... | 181 |
| Fig. 177 | Schema de calcul al arcului cu tirant și rețea de cabluri | 182 |
| Fig. 178 | Alcătuiri ale podurilor hobanate | 183 |

| | | |
|----------|--|-----|
| Fig. 179 | Alcătuiri ale podurilor hobanate | 185 |
| Fig. 180 | Model idealizat al sistemului radial..... | 187 |
| Fig. 181 | Distributia eforturilor la cablul ancoră | 187 |
| Fig. 182 | Schema de calcul pentru sistemul radial | 189 |
| Fig. 183 | Model idealizat al sistemului harpă | 189 |
| Fig. 184 | Schema de calcul pentru sistemul harpa..... | 190 |
| Fig. 185 | Distributia încărcărilor la sistemul harpa | 190 |
| Fig. 186 | Distributia momentelor la sistemul harpa | 191 |
| Fig. 187 | Model idealizat al sistemului harpa modificat | 191 |
| Fig. 188 | Influenta rigiditatii pilonului la sistemul harpa | 192 |
| Fig. 189 | Deformata sistemului harpa | 192 |
| Fig. 190 | Echilibrarea sarcinii moarte la sistemul harpa | 193 |
| Fig. 191 | Model idealizat al sistemului radial..... | 193 |
| Fig. 192 | Sistem harpa cu cabluri ancorate | 194 |
| Fig. 193 | Model idealizat al sistemului radial - Identificarea parametrilor..... | 195 |
| Fig. 194 | Sistem de pod suspendat cu o deschidere..... | 197 |
| Fig. 195 | Sistem de pod suspendat cu trei deschideri | 197 |
| Fig. 196 | Sistem de pod suspendat cu deschideri laterale lungi | 198 |
| Fig. 197 | Pod suspendat suspensori înclinați | 198 |
| Fig. 198 | Poduri suspendate hibrid..... | 198 |
| Fig. 199 | Schema statică a podului suspendat hibrid..... | 199 |
| Fig. 200 | Model idealizat al sistemului radial..... | 199 |
| Fig. 201 | Modelul arc cu tiranți verticali..... | 210 |
| Fig. 202 | Variația efortului axial în tiranți | 210 |
| Fig. 203 | Variația momentului încovoietor în arce..... | 211 |
| Fig. 204 | Variația compresiunii în arce..... | 211 |
| Fig. 205 | Variația momentului încovoietor în grinda tirant..... | 212 |
| Fig. 206 | Variația întinderii în grinda tirant | 212 |
| Fig. 207 | Model la scara arc cu tiranți verticali | 213 |
| Fig. 208 | Momentul cedării la modelul cu tiranți verticali..... | 213 |
| Fig. 209 | Modelul arc cu tiranți înclinați paraleli | 214 |
| Fig. 210 | Efortul axial in tiranții înclinați paraleli | 214 |
| Fig. 211 | numarul de tiranți comprimați la arc cu tiranți înclinați paraleli | 215 |
| Fig. 212 | Momentul incovoietor în arce la arc cu tiranți înclinați paraleli..... | 215 |
| Fig. 213 | Compresiunea in arce la arc cu tiranți înclinați paraleli..... | 216 |
| Fig. 214 | Momentul incovoietor in grinda tirant la arc cu tiranți înclinați paraleli | 216 |
| Fig. 215 | Intinderea in grinda tirant la arc cu tiranți înclinați paraleli | 217 |
| Fig. 216 | Model la scara arc cu tiranți înclinați paraleli | 217 |
| Fig. 217 | Momentul cedării la modelul cu tiranți înclinați paraleli..... | 218 |
| Fig. 218 | Modelul cu tiranți avand inclinație variabila..... | 218 |
| Fig. 219 | Aranjament avand bisectoarea unghiului dintre cabluri perpendiculara pe arc | 219 |
| Fig. 220 | Modelul cu tiranți avand inclinație variabila..... | 219 |
| Fig. 221 | Intinderea in tiranți la modelul cu tiranți înclinați neparaleli..... | 220 |
| Fig. 222 | Numarul de tiranți relaxați la modelul cu tiranți înclinați neparaleli..... | 220 |
| Fig. 223 | Momentul maxim in arce la modelul cu tiranți înclinați neparaleli | 221 |
| Fig. 224 | Compresiunea in arce la modelul cu tiranți înclinați neparaleli | 221 |
| Fig. 225 | Momentul incovoietor in grinda tirant la modelul cu tiranți înclinați neparaleli | 222 |
| Fig. 226 | Intinderea in grinda tirant la modelul cu tiranți înclinați neparaleli | 222 |

| | |
|---|-----|
| Fig. 227 Modelul cu tiranți înclinați cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 50 grade | 223 |
| Fig. 228 Momentul cedării la modelul cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 50 grade | 223 |
| Fig. 229 Modelul cu tiranți înclinați cu tiranți înclinați cu înclinație variabilă, având unghiul de 70 grade | 224 |
| Fig. 230 Momentul cedării la modelul cu tiranți înclinați la 70 grade..... | 224 |
| Fig. 231 Momentul cedării la modelul cu tiranți tip spite | 225 |
| Fig. 232 Momentul cedării la modelul cu tiranți tip spite | 225 |
| Fig. 233 Model la scara arc cu tiranți înclinați dublati | 226 |
| Fig. 234 Momentul cedării la modelul cu tiranți înclinați dublati..... | 226 |
| Fig. 235 Modelul analizat..... | 230 |
| Fig. 236 Sectiunea transversala a tablierului | 230 |
| Fig. 237 Definirea sectiunii pilonului | 231 |
| Fig. 238 Definirea proprietatilor betonului | 232 |
| Fig. 239 Modelarea tablierului si a prinderilor | 233 |
| Fig. 240 Gradele de libertate ale reazemelor | 233 |
| Fig. 241 Gruparea elementelor structurale..... | 234 |
| Fig. 242 Planificarea realizarii elementelor de tablier in etape | 235 |
| Fig. 243 Prezentarea cazului de încărcare dependent de timp | 235 |
| Fig. 244 Deplasările nodurilor in cazul de încărcare "POD" | 236 |
| Fig. 245 Desfasurata momentelor încovoietoare in cazul de încărcare "POD" | 236 |
| Fig. 246 Evolutia eforturilor in hobane in timpul execuției | 237 |
| Fig. 247 Variația efortului in timpul execuției la prima pereche de cabluri executate..... | 237 |
| Fig. 248 Deplasările verticale ale nodului 30 pe durata execuției..... | 237 |
| Fig. 249 Cazul de încărcare "STRANS"..... | 239 |
| Fig. 250 Optimizarea încărcărilor | 240 |
| Fig. 251 Comparatia rezultatelor inainte si dupa optimizare | 240 |
| Fig. 252 Comparatia momentelor încovoietoare inainte si dupa optimizare | 241 |
| Fig. 253 Valoarea efortului de intindere in ultima pereche de hobane , neoptimizata | 241 |
| Fig. 254 Valoarea efortului de intindere in ultima pereche de hobane, optimizata | 242 |
| Fig. 255 Desfasurata momentelor încovoietoare , neoptimizat..... | 243 |
| Fig. 256 Desfasurata momentelor încovoietoare , optimizat..... | 243 |
| Fig. 257 Pod peste râul Iza, în comuna Rozavlea..... | 245 |
| Fig. 258 Predimensionarea structurii | 249 |
| Fig. 259 Dispozitie generala Pod Ulmeni | 250 |
| Fig. 260 Sectiune transversala Pod Ulmeni | 252 |
| Fig. 261 Model structural Pod Ulmeni..... | 252 |
| Fig. 262 Deformata Structurii la SLS | 253 |
| Fig. 263 Eforturi în tiranți la ULS..... | 253 |
| Fig. 264 Eforturi axiale in elemente..... | 253 |
| Fig. 265 Forta taietoare in elemente..... | 254 |
| Fig. 266 Moment de torsiune in structura | 254 |
| Fig. 267 Momente incovoietoare My in structura | 254 |
| Fig. 268 Momente incovoietoare Mz in structura | 255 |
| Fig. 269 Reactiuni..... | 255 |
| Fig. 270 Dispozitie Generala Pod Bega | 256 |
| Fig. 271 Sectiune transversala Pod Bega | 258 |
| Fig. 272 Diagrame momente My | 259 |

| | | |
|----------|--|-----|
| Fig. 273 | Diagrame momente M_z | 259 |
| Fig. 274 | Eforturi axiale in structura | 260 |
| Fig. 275 | Forta taietoare in structura | 260 |
| Fig. 276 | Momente de torsiune..... | 260 |
| Fig. 277 | Deformata structurii | 261 |
| Fig. 278 | Eforturi in tiranți..... | 261 |
| Fig. 279 | Dispozitie Generala Pod Maieru..... | 262 |
| Fig. 280 | Sectiune transversala Pod Maieru..... | 264 |
| Fig. 281 | Efort axial in structura..... | 265 |
| Fig. 282 | Deformata structurii | 266 |
| Fig. 283 | Eforturi in tiranți..... | 266 |
| Fig. 284 | Forta taietoare in structura | 266 |
| Fig. 285 | Momente M_y in model | 267 |
| Fig. 286 | Diagrame moment M_z | 267 |
| Fig. 287 | Reactiuni..... | 267 |
| Fig. 288 | Momente de torsiune..... | 268 |
| Fig. 289 | Dispozitie Generala Pod Feldru..... | 268 |
| Fig. 290 | Sectiune transversala Pod Feldru..... | 270 |
| Fig. 291 | Deformata structurii | 271 |
| Fig. 292 | Diagrame de moment incovoietor M_y | 271 |
| Fig. 293 | Momente incovoietoare M_z in structura | 272 |
| Fig. 294 | Efort axial in elemente | 272 |
| Fig. 295 | Forta taietoare in structura | 272 |
| Fig. 296 | Momente de torsiune in structura | 273 |
| Fig. 297 | Eforturi in cabluri | 273 |

LISTA TABELELOR

| | | |
|----------|---|----|
| Tabel 1 | Cronologia podurilor hobanate | 42 |
| Tabel 2 | Compoziția chimică a oțelului pentru toroane..... | 61 |
| Tabel 3 | Clasificarea elementelor supuse la întindere | 62 |
| Tabel 4 | Produse din grupa A | 65 |
| Tabel 5 | Produse din grupa B | 65 |
| Tabel 6 | Reglementări europene pentru cabluri..... | 66 |
| Tabel 7 | Domenii de utilizare cabluri constructie simpla..... | 67 |
| Tabel 8 | Caracteristici specifice cablu 1x7 | 67 |
| Tabel 9 | Caracteristici specifice cablu 1x19 | 68 |
| Tabel 10 | Caracteristici specifice cablu 1x37 | 68 |
| Tabel 11 | Caracteristici specifice cablu 1x61 | 69 |
| Tabel 12 | Domenii de utilizare cabluri compuse duble constructie flexibila..... | 69 |
| Tabel 13 | Caracteristici specifice cablu 6x12 | 70 |
| Tabel 14 | Caracteristici specifice cablu 6x24 | 70 |
| Tabel 15 | Caracteristici specifice cablu 6x30 | 71 |
| Tabel 16 | Caracteristici specifice cablu 3x24+12x6..... | 72 |
| Tabel 17 | Domenii de utilizare cabluri duble constructie concentrica..... | 72 |
| Tabel 18 | Domenii de utilizare cabluri constructie combinata..... | 73 |
| Tabel 19 | Domenii de utilizare cabluri constructie tripla | 74 |
| Tabel 20 | Domenii de utilizare cabluri plate..... | 75 |

| | |
|---|-----|
| Tabel 21 Domenii de utilizare cabluri flexibile | 75 |
| Tabel 22 Tabel de lucru cabluri elicoidale cu sârme multiple..... | 77 |
| Tabel 23 Tabel de lucru cabluri elicoidale închise | 78 |
| Tabel 24 Tabel de lucru cabluri cu toroane paralele..... | 80 |
| Tabel 25 Tabel de lucru Bare de tensiune..... | 82 |
| Tabel 26 Detalii de capăt pentru cabluri | 85 |
| Tabel 27 Modulul de elasticitate E_Q pentru încărcări variabile Q..... | 108 |
| Tabel 28 Valorile nominale ale E pentru cabluri închise | 108 |
| Tabel 29 Domeniul de variație a efortului admisibil | 109 |
| Tabel 30 Rezistența la oboseală pentru elemente întinse | 111 |
| Tabel 31 Clase de expunere la acțiunea coroziunii a cablurilor..... | 119 |
| Tabel 32 Rezistența nominală a elementelor întinse | 125 |
| Tabel 33 Valori recomandate pentru coeficient..... | 125 |
| Tabel 34 Coeficienti de pierdere | 126 |
| Tabel 35 NOTA 1 – Eforturi unitare limita pentru faza de constructie | 127 |
| Tabel 36 Eforturi unitare limita pentru faza de exploatare..... | 127 |
| Tabel 37 Clasele de rezistență a betonului..... | 202 |
| Tabel 38 Clasele de rezistență a oțelului structural | 203 |
| Tabel 39 Modulul de elasticitate pentru încărcări variabile | 203 |
| Tabel 40 Baze pentru calibrarea principalelor convoaie de calcul (se exclud convoaiele pentru oboseala) | 204 |
| Tabel 41 Numarul si lățimea benzilor de circulatie | 205 |
| Tabel 42 Valorile de calcul caracteristice din convoiul 1 | 205 |
| Tabel 43 Valorile coeficientului de reducere..... | 206 |
| Tabel 44 Precizarea grupurilor de încărcări din trafic | 206 |
| Tabel 45 Valorile recomandate ale coeficientilor ψ pentru podurile de sosea | 208 |
| Tabel 46 Valorile de calcul ale acțiunilor folosite in grupari de actiuni | 208 |
| Tabel 47 Valori de calcul ale acțiunilor (EQU) (Set A)..... | 208 |
| Tabel 48 Valori de calcul ale acțiunilor (STR/GEO) (Set B)..... | 209 |
| Tabel 49 Valori de calcul ale acțiunilor folosite in grupari de actiuni accidentale si seismice | 209 |



UNIUNEA EUROPEANĂ



Fondul Social European
POSDRU 2007-2013



Instrumente Structurale
2007-2013



OIPOSDRU

MINISTERUL
EDUCAȚIEI ȘI
CERCETĂRII
ȘTIINȚIFICE



UNIVERSITATEA
TEHNICĂ
CLUJ-NAPOCA

IX ANEXE

Anexele se regăsesc pe CD-ul anexat tezei.