

INTERACȚIUNEA TEREN- STRUCTURĂ PENTRU CONSTRUCȚIILE HIDROTEHNICE, HIDROEDILITARE ȘI HIDROAMELIORATIVE

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea Politehnica Timișoara
în domeniul Inginerie Civilă
de către

ing. Ioan Ciortea

Conducător științific:	prof.univ.dr.ing. Eugen Teodor MAN
Referenți științifici:	prof.univ.dr.
	prof.univ.dr.ing.
	conf.univ.dr.ing.

Ziua susținerii tezei:

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|---|--|
| 1. Automatică | 9. Inginerie Mecanică |
| 2. Chimie | 10. Știința Calculatoarelor |
| 3. Energetică | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 4. Ingineria Chimică | 12. Ingineria sistemelor |
| 5. Inginerie Civilă | 13. Inginerie energetică |
| 6. Inginerie Electrică | 14. Calculatoare și tehnologia informației |
| 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații | 15. Ingineria materialelor |
| 8. Inginerie Industrială | 16. Inginerie și Management |

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

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2013

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

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

Cuvânt înainte

Teza de doctorat a fost elaborată pe parcursul activității mele în cadrul Departamentului de Automatică și Informatică Aplicată al Universității Politehnica Timișoara.

Mulțumiri deosebite se cuvin conducătorului de doctorat prof.dr.ing. Ion V. Ion.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....

.....
.....
.....
.....

Timișoara, luna anul

Numele autorului tezei

Destinatarii dedicației.

Ciortea Ioan

**INTERACȚIUNEA TEREN-STRUCTURĂ PENTRU
CONSTRUCȚIILE HIDROTEHNICE, HIDROEDILITARE ȘI
HIDROAMELIORATIVE**

Teze de doctorat ale UPT, Seria X, Nr. YY, Editura Politehnica, 200Z,
168 pagini, 39 figuri, 27 tabele.

Cuvinte cheie:

.....
.....

Rezumat,

.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....

CUPRINS

- 1. Stadiul actual al abordării fenomenului de interacțiune teren-structură în ingineria construcțiilor speciale (7 p)**
 - 1.1. Construcții hidrotehnice
 - 1.2. Construcții hidroedilitare
 - 1.3. Construcții hidroameliorative
 - 1.4. Conținutul tezei
- 2. Elemente de modelare a interacțiunii teren - structură a construcțiilor speciale (17 p)**
 - 2.1. Conceptul de resort în ingineria structurală
 - 2.2. Reazem elastic Winkler
 - 2.2.1. Elemente de calcul pentru reazemele elastice tip Winkler după normativul NP112-2014
 - 2.2.2. Determinarea coeficientului de pat prin metoda încărcării cu placa
 - 2.2.3. Determinarea coeficientului de pat pe baza coeficienților de compresibilitate - NP112-2014
 - 2.2.4. Elemente de calcul pentru radiere - NP112-2014
 - 2.3. Reazem elastic Kerr și Pasternak-Kerr
 - 2.4. Mediul elastic continuu (solid)
 - 2.5. Elemente de teoria frecării aplicate în ingineria construcțiilor hidrotehnice, hidroedilitare și hidroameliorative pentru stabilitatea la alunecare
 - 2.5.1. Frecarea uscată
 - 2.5.2. Frecarea statică
 - 2.5.3. Frecarea cinetică (dinamică)
 - 2.5.4. Forțe de frecare
- 3. Bazin biologic din beton armat pe mediu elastic tip Winkler - Studiu de caz (13 p)**
 - 3.1. Introducere
 - 3.2. Caracteristici geometrice și de material
 - 3.3. Schema statică și încărcări de calcul
 - 3.4. Calcul static și analiza stării de eforturi în radier
 - 3.5. Concluzii
- 4. Radier din beton armat pentru turbine pe mediu elastic tip Winkler - Studiu de caz (11 p)**
 - 4.1. Introducere și concept
 - 4.2. Descriere constructivă
 - 4.3. Încărcări de calcul și combinații de încărcări
 - 4.4. Calculul static și analiza stării de eforturi în radier
 - 4.5. Dimensionare și concluzii
- 5. Placă pe mediu elastic Kerr și Pasternak – Kerr – Studiu de caz (42 p)**
 - 5.1. Introducere
 - 5.2. Prezentare model structural (static)
 - 5.3. Calculul reazemelor elastice
 - 5.3.1. Modelul Kerr
 - 5.3.2. Modelul Pasternak - Kerr
 - 5.3.3. Reazemul elastic continuu (solid)
 - 5.3.4. Modelul Winkler

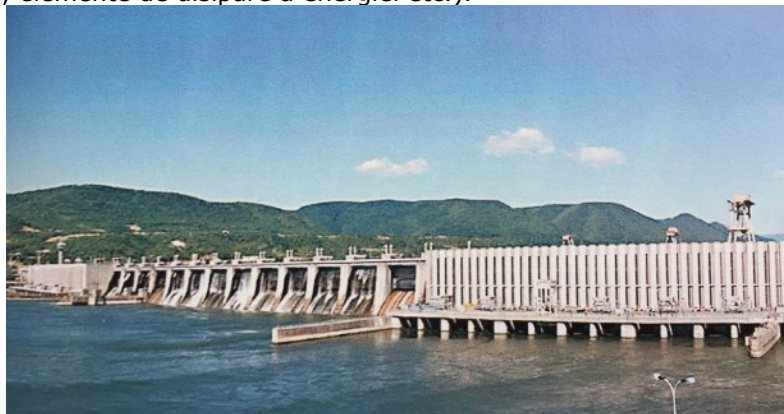
- 5.4. Calcul static și rezultate
 - 5.4.1. Model de calcul pentru Kerr
 - 5.4.2. Model de calcul pentru Pasternak - Kerr
 - 5.4.3. Model de calcul pentru Solid
 - 5.4.4. Model de calcul pentru Winkler
 - 5.4.5. Variații de eforturi și deplasări
- 5.5. Concluzii
- 6. Studiu privind starea de eforturi și deformații pentru bare de lungime finită cu metoda elementului finit amplasate pe mediu elastic (18 p)**
 - 6.1. Probleme de contact în proiectarea fundațiilor construcțiilor hidrotehnice și hidroedilitare
 - 6.2. Rigiditatea barelor pe mediu elastic
 - 6.3. Studiu de caz - aplicarea reazemului de tip Winkler pentru bare de lungime finită cu metoda elementului finit
 - 6.3.1. Concept și modele de calcul
 - 6.3.2. Calcule și rezultate
 - 6.3.2.1. Încărcări și parametri de calcul
 - 6.3.2.2. Calcule statice și rezultate
 - 6.3.2.3. Determinarea unei rigidități constante corectate pentru reazemul elastic tip Winkler
- 7. Stabilitatea la alunecare a fundațiilor și a elementelor masive (35 p)**
 - 7.1. Îmbunătățirea stabilității la alunecare prin creșterea forței de frecare
 - 7.1.1. Măsurii constructive uzuale pentru îmbunătățirea stabilității la alunecare (de completat cu poziționarea pintenilor la nivelul talpii de fundare)
 - 7.1.2. Îmbunătățirea stabilității la alunecare a fundațiilor prin creșterea rugozității tălpii de fundare – teoria frecării prin brăzdare
 - 7.1.2.1. Rugozități (definiții)
 - 7.1.2.2. Rugozități cilindrice rigide
 - 7.1.2.3. Rugozități prismatice rigide
 - 7.2. Mărirea stabilității la alunecare a suporturilor din beton armat pentru estacade de conducte tehnologice prin creșterea rugozității tălpii de fundare – Studiu de caz
 - 7.2.1. Suporturi pentru estacade de conducte tehnologice
 - 7.2.2. Verificarea stabilității la alunecare a suporturilor pentru estacade de conducte tehnologice
 - 7.2.3. Încercări pe modele la scară din beton armat
 - 7.2.3.1. Standul de încercare
 - 7.2.3.2. Măsurători și rezultate
 - 7.2.4. Forțe de frecare statică
 - 7.2.5. Forțe de frecare dinamică
 - 7.2.6. Concluzii
- 8. Concluzii (6 p)**
 - 8.1. Considerații finale
 - 8.2. Concluzii și contribuții ale autorului
 - 8.2.1. Concluzii
 - 8.2.2. Contribuții ale autorului
 - 8.2.3. Direcții de cercetare pentru studii ulterioare

Bibliografie.....143

1. Stadiul actual al abordării fenomenului de interacțiune teren - structură în ingineria construcțiilor speciale

1.1. Construcții hidrotehnice

Construcțiile hidrotehnice reprezintă construcțiile ingineresti și elementele conexe ale acestora care fac parte din amenajările hidrotehnice. Amenajările hidrotehnice pot avea în general scop energetic, de alimentare cu apă sau de regularizare a unor cursuri de apă și au de obicei o importanță deosebită pe plan local sau național prin prisma distrugerilor provocate de avarierea acestora. Construcțiile hidrotehnice înglobează aproape toate tipurile de structuri, de la clădiri administrative sau care adăpostesc echipamente electrice sau hidroelectrice, ecluze, amenajări portuare până la elemente masive precum barajele. Elementele anexe ale acestora pot fi galerii, elementele aducțiunilor de apă (masive de ancoraj, supra traversări, elemente de disipare a energiei etc.).



Amenajarea hidrotehnică Porțile de Fier I [1.2]



Barajul și lacul Vidraru

Exemple ale amenajărilor hidrotehnice românești de interes național pot fi considerate amenajarea Dunării prin lacul de acumulare creat de barajul Porțile de Fier (1971) și amenajările realizate în aval de acesta (figurile 1-3), amenajarea hidroenergetică complexă a râului Bistrița cu lacul de acumulare Izvorul Muntelui cu volumul de 1230 mil m³, amenajarea râului Argeș cu scopul producerii energiei hidroelectrice prin hidrocentrala UHE Argeș și a lacului de acumulare Vidraru (figura 4), dar și atenuarea undelor de viitură și redarea în circuitul agricol a unor suprafețe expuse efectelor inundațiilor sau nodul hidrotehnic Hațeg cu barajul și lacul Gura Apei (figura 5), fiind de altfel cel mai înalt baraj din România (168 m în secțiunea maestră) și centrala hidroelectrică CHRMR - Centrala Hidroelectrică Râul Mare Retezat.



Figura 1. Amenajarea hidrotehnică a fluviului Dunărea [1.3]

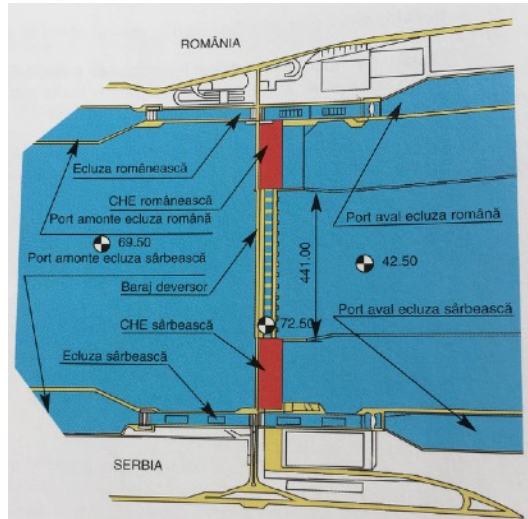


Figura 2. Vedere plană a amenajării hidrotehnice Porțile de Fier I [1.3]

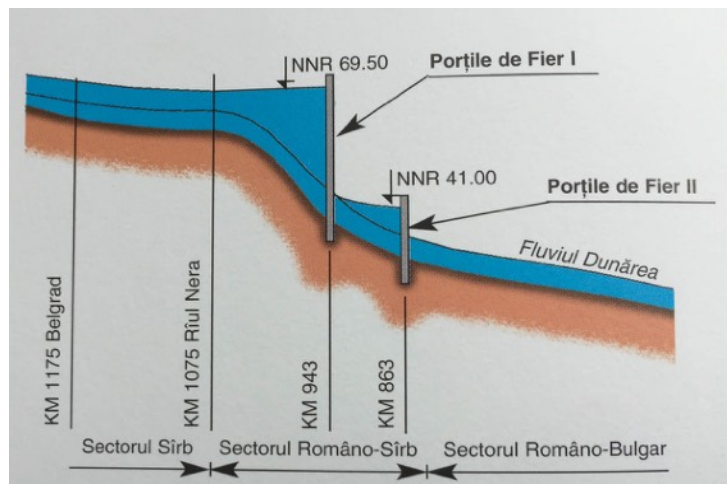


Figura 3. Amenajarea hidrotehnică Porțile de Fier - Profil longitudinal [1.3]

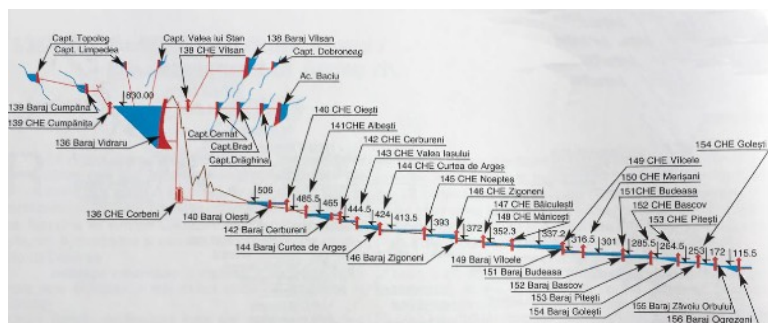


Figura 4. Schema amenajării râului Argeș [1.3]

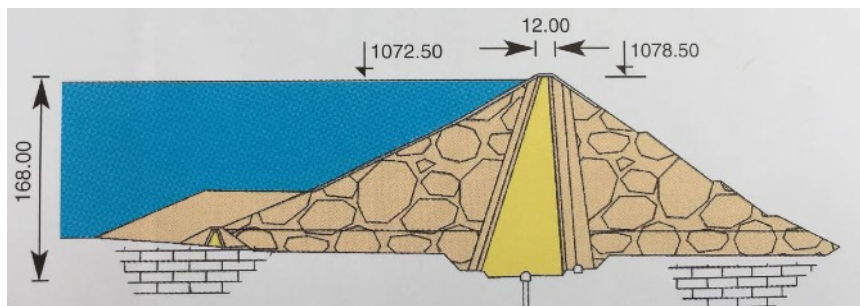


Figura 5. Barajul Gura Apei - Secțiune transversală [1.3]

Problemele de interacțiune cu terenul de fundare pentru construcțiile hidrotehnice sunt importante, iar erorile în evaluarea corectă a acestora poate conduce la avarii enorme prin cedarea elementelor structurale ale acestora. În cadrul elementelor masive (baraje, masive de ancoraj, centrale hidroelectrice) este importantă transmiterea încărcărilor terenului de fundare și reacțiunile acestuia în diversele ipoteze de exploatare sau a acțiunilor accidentale (viituri, seism) și punctele de reazem în cazul structurilor unde distribuția eforturilor are caracter complex (baraje în arc). De notat este și faptul că aceste construcții cuprind aproape toate tipurile de elemente geometrice precum plăci, grinzi de fundare, arce sau fundații masive. Prescripțiile de proiectare și metodele de calcul au evoluat în timp și datorită măsurărilor efectuate în timpul exploatărilor acumulărilor existente, măsurători ce au cuprins studiul distribuției eforturilor și presiunilor cat și accelerații și oscilații seismice. Măsurătorile eforturilor la baza barajelor Hiwassee sau Shasta [1.1] au arătat distribuții diferite față de diagramele teoretice, eforturi ce depind de natura terenului de fundare.

În 1928 este fondată Comisia Internațională a Barajelor Mari (ICOLD - International Commission On Large Dams) cu comitete naționale din 100 de țări și înregistrarea a 58519 baraje până în acest moment. În cadrul acestei comisii sunt evaluate și monitorizate amenajările existente și sunt completate baze de date privind evoluția caracteristicilor și materialelor acestora în timpul exploatării. Printre rezultate acestei entități se numără numeroase publicații și constatări tehnice menite să îmbunătățească proiectarea, exploatarea și consolidarea amenajărilor hidrotehnice din toată lumea.

Recent în România s-au realizat microhidrocentrale și captări de apă, iar în perioada următoare există planuri de re tehnologizare a unor amenajări hidrotehnice existente. Interacțiunea dintre elementele structurale și terenul de fundare este de asemenea importantă în cadrul structurilor existente propuse spre reabilitare/ re tehnologizare, dar și în cadrul amenajărilor de mică putere unde dimensionarea optimă conduce la un impact mai redus asupra mediului înconjurător.



MHC Săpânța - Clădire microhidrocentrală



MHC Săpânța - Sala mașini

1.2. Construcții hidroedilitare

Construcțiile hidroedilitare și de gospodărie comunală sunt construcțiile speciale din cadrul sistemelor de alimentare cu apă și canalizare, sisteme ce includ stațiile de tratare și epurare. Acestea sunt, în general, de interes local și pot fi adiacente construcțiilor hidrotehnice. Construcțiile specifice acestor sisteme sunt captările surselor de apă, stațiile de pompare, elemente structurale ale rețelelor

(supratraversări, masive de ancoraj), rezervoare de apă sau bazine aferente proceselor tehnologice din cadrul stațiilor de tratare sau epurare. Tot aici pot fi integrate clădirile administrative și pavilioanele tehnologice care sunt de fapt clădiri ce găzduiesc anumite funcțiuni sau echipamente tehnologice.



Stația de epurare Ducești Noi - Pavilion tehnologic

Sistemele de alimentare cu apă și canalizare sunt într-o continuă dezvoltare în țara noastră prin Programul Operațional Sectorial de Mediu (POS Mediu) și continuat cu Programul Operațional Infrastructura Mare (POIM), programe prin care se stabilește strategia de investiții și alocare a fondurilor europene în vederea dezvoltării infrastructurii în condiții de management eficient al resurselor, protecția mediului și a biodiversității precum și promovarea adaptării la schimbările climatice.

Problemele structurale și de interacțiune cu terenul de fundare sunt mai reduse față de cele ale construcțiilor hidrotehnice, dar la fel de variate. Construcțiile aferente sistemelor de apă și canalizare înglobează elemente din beton armat îngropate precum bazine, stații de pompare sau rezervoare de apă precum și structuri supraterane complexe precum supratraversările de conducte.



Supratraversare a conductelor de termoficare - Oradea, jud. Bihor

În cadrul dezvoltării infrastructurii în anumite zone urbane se pot adăuga în această categorie sistemele de termoficare sau construcții conexe ale centralelor electrice de termoficare (CET) precum estacade de conducte, platforme tehnologice, masive de ancoraj, structuri de susținere sau depozite pentru zgură și cenușă. Aproape toate aceste structuri au un pronunțat caracter geotehnic în dimensionarea structurală iar evaluarea corectă a interacțiunii cu terenul de fundare, umpluturilor sprijinite sau condiții precum etanșeitatea la apă sau alte fluide conduce la soluții tehnico - economice optime și la timpuri de execuție reduși. De asemenea există necesitatea amplasării unor elemente structurale în terenuri slabe precum umpluturi sau în vecinătatea altor structuri care nu pot fi dezafectate.

1.3. Construcții hidroameliorative

Construcțiile hidroameliorative includ regularizări de râuri, lucrări de irigații, amenajări piscicole, lucrări de desecare și ale elemente conexe în general cu caracter agricol. Din punct de vedere structural se aseamănă cu construcțiile hidrotehnice și hidroedilitare, fiind în general la o scară mai mică, deși ansamblul lor poate aduce o contribuție importantă din punct de vedere al infrastructurii la nivel național. Printre elementele structurale ce alcătuiesc aceste construcții se numără pragurile deversoare din beton, pereurile, polderele, canalele, stăvilare și alte acumulări temporare sau permanente.

Evaluarea precară a structurilor de protecție la inundații poate conduce la pagube materiale importante, de aceea siguranța și întreținerea acestora are un rol important. Interacțiunea cu terenul de fundare apare în cazul digurilor, pragurilor din beton, barajelor de pământ sau a stăvilarelor care, asemenea construcțiilor

hidroedilitare, atunci când este evaluată corect, conduce la soluții tehnico - economice optime și un impact redus asupra mediului.

Se consideră că elementele de calcul și experiența dovedită în cazul construcțiilor hidrotehnice se poate aplica, la o scară mai mică, și în cazul acestor structuri.

1.4. Obiectivul și conținutul tezei de doctorat

1.4.1. Obiectivul tezei de doctorat

Scopul prezentei lucrări este, în prima parte a sa, de a identifica modul în care interacțiunea dintre terenul de fundare și structura de rezistență a construcțiilor speciale influențează starea de eforturi și deformații pentru diverse tipuri de modelare numerică și de a îmbunătăți prin eventuale corecții acuratețea calculelor structurale din cadrul proiectării curente. În a doua parte autorul studiază stabilitatea la alunecare a fundațiilor și elementelor masive printr-un studiu de caz completat de încercări experimentale, studiu prin care se evaluează comportarea elementelor structurale după producerea alunecării și creșterea forțelor de frecare rezistente prin introducerea unor elemente (pinteni) ce măresc coeficienții de frecare prin fenomenul de brăzdare.

În ultimii ani s-au perfecționat algoritmi analitici prin care să se poată înlocui terenul de fundare cu modele matematice echivalente, iar în prezenta teză de doctorat autorul supune practicii proiectării curente câteva dintre aceste modelări matematice cu aplicabilitate în domeniul ingineriei structurale. Astfel s-au construit scheme statice ale unor reazeme elastice de tip Kerr sau Pasternak - Kerr și s-a analizat efectul acestora în calculele de rezistență ale elementelor de tip placă din beton reazemată pe un mediu de fundare elastic în vedere posibilei implementări ulterioare în ghiduri sau coduri de proiectare. Nu în ultimul rând autorul susține calculele de dimensionare cu metoda elementului finit în proiectarea curentă și încearcă să adapteze soluții analitice acestui procedeu de calcul care a devenit popular deoarece permite inginerilor modelarea unor ansambluri structurale complexe.

1.4.2. Conținutul tezei de doctorat

În **Capitolul 1** se face o scurtă introducere a importanței studiului interacțiunii dintre structuri și terenul de fundare în ingineria construcțiilor speciale și se subliniază caracterul variat al acestor structuri, precum și a problemelor ce pot fi cauzate în urma avariilor acestora. Un lucru important reprezintă dezvoltarea actuală a României din punct de vedere al infrastructurii și necesitatea expertizării și reabilitării unor lucrări existente, fiind importantă realizarea unor metodologii care să vină în sprijinul unor viitoare investiții în domeniul hidrotehnic sau hidroenergetic.

Capitolul 2 reprezintă o sinteză a reazemelor elastice și a principiilor de simplificare a acestora în proiectarea structurală curentă. În prima parte a acestuia (subcapitolul 2) se sintetizează prevederile normativului de referință pentru calculul fundațiilor din țara noastră (NP112-2014) privind modelarea reazemelor elastice ale fundațiilor și metode analitice de calcul pentru acestea, mai exact mediul elastic tip Winkler. În a doua parte a capitolului (subcapitolele 3-4) se prezintă metode moderne de rezemare pe mediu elastic - reazeme elastice cu doi sau trei parametri și mediul elastic continuu.

În cadrul **Capitolului 3** se prezintă primul studiu de caz privind variația stării de eforturi în structura unui bazin din beton armat din cadrul unei stații de epurare. Pentru un bazin din beton armat dimensionat se analizează variația eforturilor în radier în funcție de diferite rigidități ale resorturilor tip Winkler ce constituie reazemul elastic la nivelul radierului acestuia. Se observă diferențe semnificative pentru creșteri ale acestor rigidități, recomandarea autorului fiind ca structurile de acest gen să fie verificate pentru variații ale acestui parametru al reazemului simplificat tip Winkler și luarea măsurilor aferente în cazul în care se constată posibile creșteri sau concentrări de eforturi.

Capitolul 4 cuprinde al doilea studiu de caz al influenței rigidității resorturilor reazemelor tip Winkler asupra radierelor din beton, și anume un radier al hidrocentralei MHC Săpânța solicitat de patru turbine și încărcările normale de exploatare. Radierul este executat în umplutură, fapt ce a determinat evaluarea a două tipuri de reazeme elastice cu rigidități diferite. Acest studiu de caz analizează simplificarea schemei de calcul prin introducerea reazemelor pentru a evita modelarea întregului radier și efectul acestora asupra stării de eforturi și deformații. Prin calculul structurii în ansamblu s-a evitat realizarea de fundații ale turbinelor izolate de structură și implicit s-a redus consumul de materiale asigurând în același timp o masă stabilizatoare adecvată împotriva vibrațiilor.

În cadrul **Capitolului 5** se prezintă al treilea studiu de caz, și anume o comparație între reazemele de tip Winkler, Kerr, Pasternak - Kerr și mediul continuu solid, în care ultimul este considerat referința. Autorul construiește reazemele de tip Kerr și Pasternak - Kerr în programul de calcul automat SAP2000 (cu care se realizează de altfel calculele statice) aplicând relațiile analitice prezentate în capitolul 2. Pentru această analiză se aleg mai multe cazuri de încărcare, considerate ca fiind des întâlnite în proiectarea curentă și se evaluează starea de eforturi și deformații într-un element de tip placă cu dimensiunile în plan 5x4 m. Calculele se realizează pentru mai mulți parametri de compresibilitate ai terenului de fundare și se urmăresc variațiile eforturilor și deformațiilor, iar comparația acestora se face după un sistem de abateri descris de autor.

Capitolul 6 prezintă problemele de contact în proiectarea curentă și descrie conceptul de rigiditate la încovoiere a unui element de tip grindă din beton amplasată pe mediu elastic. Într-un mic studiu de caz comparativ ce înglobează două tipuri de reazeme elastice (tip Winkler respectiv mediul continuu solid) se analizează diferențele eforturilor de încovoiere dintre cele două modele de calcul și se propun moduri de corecție pentru rigiditățile resorturilor reazemului elastic tip Winkler.

În prima parte a **Capitolului 7** se prezintă modul de verificare a fundațiilor și elementelor masive la alunecare în practica proiectării curente și a normelor specifice actuale. Autorul descrie calculul forțelor de frecare rezistente și sintetizează date înregistrate privind coeziunea la nivelul tălpii de fundare a barajelor precum și coeficienți de frecare recomandați pentru diferite tipuri de terenuri.

În a doua parte a capitolului autorul introduce noțiunea de creștere a rugozității tălpii fundației pentru apariția fenomenului de frecare prin brăzdare. Practic se introduc elemente tip pinten pe talpa fundației și se evaluează aportul acestora în calculul forțelor de frecare rezistente. Elementul de nou este aplicarea acestor relații din tribologie în calculul fundațiilor și aportul acestor elemente de tip pinten atât în forțele de frecare rezistente statice, cât și în cele cinetice (după declanșarea alunecării). Ca studiu de caz se propune fundația unui suport de conducte tehnologice de șlam dens din cadrul unei estacade. Fundația este solicitată

de forțe horizontale date de conducte. În completare se realizează încercări experimentale pentru patru tipuri de astfel de fundații și două terenuri diferite de fundare pentru care se determină separat forțele de frecare rezistente statice și cinetice.

Capitolul 8 încheie prezenta lucrare prin intermediul concluziilor finale privind cele două idei dezvoltate în decursul cercetării (reazeme elastice și stabilitatea la alunecare a fundațiilor). Se evidențiază contribuțiile autorului și se propun direcțiile de cercetare ulterioare.

2. Elemente de modelare a interacțiunii teren - structură a construcțiilor speciale

2.1. Conceptul de resort în ingineria structurală

Cel mai folosit element de tip resort în ingineria structurală, în analiza liniară, este o legătură nodală în cadrul rețelei de discretizare a metodei elementului finit ce aplică legea lui Hooke [2.1]:

$$F = k X$$

unde k reprezintă constanta de rigiditate a resortului iar X deformația acestuia sub acțiunea F . Legea lui Hooke este valabilă pentru deformații relativ mici în raport cu capacitatea de deformație totală a resortului. Atunci când deformația sub acțiunea unei forțe se apropie de capacitatea totală de întindere/compresiune a resortului au loc deformații plastice și posibila cedare a elementului. Proporționalitatea dintre forță și deformație se poate observa și în figura 2.1.

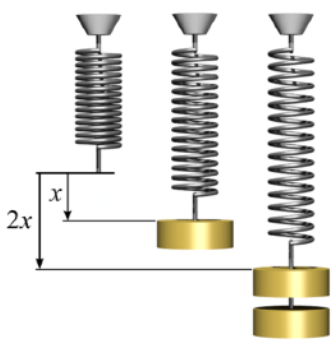


Figura 2.1. Legea lui Hooke - proporționalitatea dintre forță și deformație

Într-o formă extinsă, vectorială, principiul legii lui Hooke se păstrează deoarece vectorul forță (F) și vectorul deplasare (X) au aceeași direcție, vectorul F fiind de fapt multiplicarea vectorului X cu un scalar (k) sau un tensor (κ). În sistem de coordonate cartezian acest lucru se va scrie:

$$F = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \kappa X$$

Sau pentru $i=1,2,3$ și tensorul κ :

$$F_i = \kappa_{i1}X_1 + \kappa_{i2}X_2 + \kappa_{i3}X_3$$

Generalizarea legii lui Hooke se aplică de asemenea în cadrul teoriei elasticității pentru calculul corpurilor solide cu deformații mici prin înlocuirea vectorilor forță (F) și deplasare (X) cu tensori de ordinul doi - tensorul efort σ și tensorul deplasare ε :

$$\sigma = -c\varepsilon$$

unde c reprezintă tensorul rigiditate (sau elasticitate) de ordinul patru. Într-un sistem de coordonate cartezian tensorii σ și ε se vor scrie:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix}; \sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

Fiind o transformată liniară între cele nouă valori ale tensorului efort (σ_{ij}) și cele nouă ale tensorului deplasare (ε_{kl}) c reprezintă o matrice de $3 \times 3 \times 3 \times 3 = 81$ numere reale (c_{ijkl}), iar conform legii lui Hooke se va scrie (pentru $i,j=1,2,3$):

$$\sigma_{ij} = - \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 c_{ijkl} \varepsilon_{kl}$$

Pentru materiale izotrope c poate fi redus la două valori, modulul de forfecare G și modulul de compresiune K , care cuantifică variația rezistenței materialului în funcție de modificările volumului și deformații.

Programele de calcul automat cu metoda elementului finit au introdus legături care pot fi definite prin funcții pentru calculul structural neliniar ce descriu oscilații, comportament plastic, elasto-plastic sau histeretic. Aceste funcții au ca aplicație calculul structurilor la seism sau dezvoltarea de reazeme izolatoare sau elemente de disipare și amortizare.

2.2. Reazem elastic Winkler

Reazemul elastic tip Winkler a fost dezvoltat de profesorul german Emil Winkler și a fost primul mod de a rezolva problema unei grinzi elastice amplasată pe un mediu de fundare deformabil. Acest reazem elastic este format dintr-un resort (pat de resorturi) elastic liniar a cărui rigiditate este raportul dintre încărcarea aplicată și deformația rezultată, acest principiu fiind prezentat în figura 2.2.

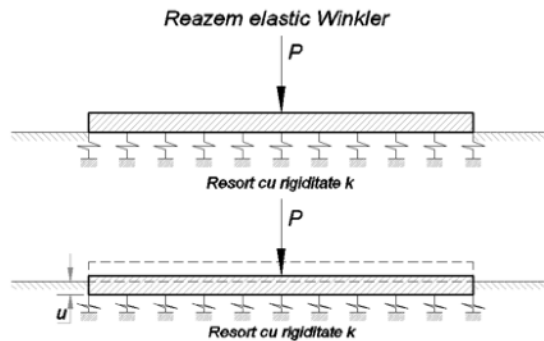


Figura 2.2. Reazem elastic tip Winkler

De-a lungul timpului au fost propuse mai multe relații de calcul pentru aceste rigidități ale resorturilor, unele dintre ele țin cont atât de parametrii compresibili ai pământului, cât și de caracteristicile materialului elementului structural. În continuare se prezintă câteva relații de calcul pentru rigiditatea k a resorturilor elastice [2.2][2.3].

$$k_s = \frac{0.95 \cdot E}{1 - \nu^2} \cdot \left(\frac{B^4 \cdot E}{(1 - \nu_s^2) \cdot E_b \cdot I} \right)^{0.108} \quad (\text{Biot})$$

$$k_s = \frac{0.65}{B} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{EI}} \quad (\text{Vesic})$$

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu_s^2)} \quad (\text{Meyerhof și Baikie})$$

$$k_s = \frac{E_s \cdot (1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \cdot \frac{\mu}{2B} \quad (\text{Vlasov})$$

$$k_s = \frac{2E_s}{B \cdot (1 + \nu_s)} \quad (\text{Kloppel și Glock})$$

$$k_s = \frac{0.65}{B} \cdot \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \quad (\text{Selvadurai})$$

$$k_s = 0.28 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_s^4 \cdot B}{(1 - \nu_s^2)^4 \cdot E_b \cdot I}} \quad (\text{Ghersevanov})$$

Unde:

- E_s – modulul de deformație liniară a pământului
- E_b – modulul de elasticitate a betonului din fundație
- I – momentul de inerție al secțiunii transversale
- ν – coeficientul lui Poisson al materialului fundației

ν_s - coeficientul lui Poisson al pământului
 μ - coeficient adimensional
 B - lățimea secțiunii transversale a fundației

În graficul din figura 2.3 se prezintă valorile calculate ale rigidității k pentru diferiți moduli de deformație liniară, păstrând constante secțiunea elementului din beton de clasă C25/30 ($B=1$ m, $h=0.30$ m) și coeficientul Poisson al terenului de fundare $\nu_s=0.35$.

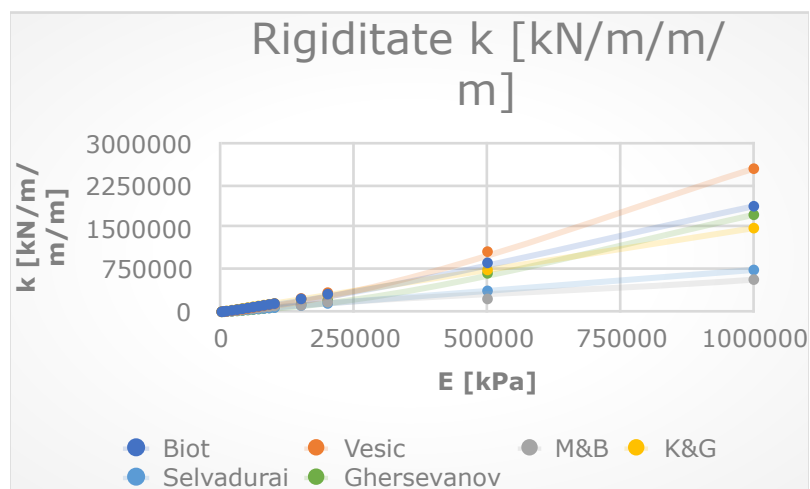


Figura 2.3. Variația rigidității k pentru diferite relații de calcul

2.2.1. Elemente de calcul pentru reazemele elastice tip Winkler după normativul NP112-2014

Elementele de calcul pentru fundații amplasate pe mediu elastic tip Winkler se regăsesc în Anexa K a normativului NP112-2014 și se referă la fundații continue sub stâlpi, adică preponderent barelor amplasate pe un reazem elastic solicitate de încărcări concentrate. Astfel se acceptă coeficientul de proporționalitate (de pat) k_s între încărcări și deformații, conform relației [2.4]:

$$p = z k_s$$

unde p reprezintă încărcarea în nodul de calcul iar z deplasarea acestuia pe direcție gravitațională

Printre metodele de determinare a coeficientului de pat k_s se recomandă încercarea de încărcare cu placa sau pe baza coeficienților de compresibilitate ai terenului de fundare.

2.2.2. Determinarea coeficientului de pat prin metoda încărcării cu placa

În urma determinării curbei compresiune - tasare a terenului de fundare, pentru un punct de coordonate p și z se va obține:

$$k'_s = \frac{p}{z}$$

unde k'_s reprezintă coeficientul de pat determinat cu o placă de lățime B_p . Coeficientul de pat pentru o fundație de lățime B se determină în funcție de k'_s :

$$k_s = \alpha \cdot k'_s$$

unde α reprezintă un coeficient de corecție în funcție de natura terenului:

$$\alpha = \frac{B_p}{B} \text{ (pământuri coezive)}$$

$$\alpha = \left[\frac{(B_p + 0.3)}{2B} \right]^2 \text{ (pământuri necoezive)}$$

unde $B_p = 0.30$ m, latura plăcii de formă pătrată, iar B lățimea bazei fundației.

2.2.3. Determinarea coeficientului de pat pe baza coeficienților de compresibilitate - NP112-2014

Coeficientul de pat se determină în baza modulului de deformație liniară al terenului (E_s) și coeficientul Poisson (ν), sau în funcție de modulul edometric al terenului de fundare E_{oed} cu relațiile de mai jos:

$$k_s = k_m \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)}$$

unde $\alpha = L/B$ (lungimea, respectiv lățimea bazei fundației), iar k_m se determină în funcție de valoarea α , conform tabelului K.1 al Anexei K a normativului NP112-2014.

$$k_s \cdot B = 2 \cdot E_{oed}$$

unde E_{oed} reprezintă modulul edometric.

2.2.4. Elemente de calcul pentru radieră - NP112-2014

Pentru radieră generale de formă rectangulară și grosime uniformă, conform normativului NP112-2014 indicele de rigiditate se scrie:

$$K_G = \frac{12\pi(1 - \nu^2)}{1 - \nu_s^2} \cdot \frac{E_s}{E} \cdot \left(\frac{L}{2h}\right)^2 \cdot \frac{B}{2h} \quad (2.1)$$

unde:

ν - coeficientul Poisson al materialului radierului

ν_s - coeficientul Poisson al terenului de fundare

E - modulul de elasticitate al materialului radierului

E_s - modulul de deformație liniară al terenului de fundare

L - lungimea radierului

B - lățimea radierului
h - grosimea radierului
Radierul poate fi considerat rigid dacă:

$$K_G < \frac{8}{\sqrt{\frac{L}{B}}} \quad (2.2)$$

În cazul în care radierul este solicitat de forțe concentrate din stâlpi dispuși echidistant pe ambele direcții, iar valorile forțelor nu diferă cu mai mult de 20% între ele se determină coeficientul de flexibilitate λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s \cdot b_f}{4 \cdot E \cdot I_F}}$$

unde:

b_f - lățimea unei fâșii de radier considerată între mijloacele a două deschideri între stâlpi

I_F - momentul de inerție al fâșiei de lățime b_f

E - modulul de elasticitate al materialului radierului

k_s - coeficientul de pat

Radierul poate fi considerat flexibil dacă este îndeplinită condiția:

$$b_f \geq \frac{1.75}{\lambda}$$

În cazul în care structura de rezistență a construcției este alcătuită din cadre și diafragme se definește rigiditatea relativă K_R :

$$K_R = \frac{E'I_C}{E_s B^3}$$

unde $E'I_C$ reprezintă rigiditatea ansamblului suprastructură - radier calculată cu relația:

$$E'I_C = E'I_F + \sum E'I_{ca} + E' \frac{t_d h_d^3}{12}$$

unde:

$E'I_F$ - rigiditatea radierului

$\sum E'I_{ca}$ - rigiditatea cadrelor

t_d - grosimea diafragmelor

h_d - înălțimea diafragmelor

Radierul poate fi considerat rigid dacă $K_R \geq 0.5$

2.3. Reazem elastic Kerr și Pasternak - Kerr

Simplitatea matematică a reazemului elastic tip Winkler este de asemenea unul dintre principalele dezavantaje în cadrul modelării structurale datorită idealizării modului de comportare a fundațiilor. Încercările experimentale efectuate de-a lungul timpului au demonstrat că deformațiile și presiunile exercitate la nivelul suprafeței

de contact fundație - teren de fundare țin cont și de suprafața de distribuție și felul încărcării, iar modelările numerice cu un singur parametru de proporționalitate între forța exercitată și tasarea aferentă pot conduce la erori semnificative.

Astfel au fost introduse elemente mecanice care să apropie de realitate comportarea elementelor structurale rezemate pe medii elastice. În 1950 Filonenko-Borodich introduce o membrană elastică între element și patul de resorturi elastice caracterizată prin parametrul de tensiune T . În aceeași perioadă Hetenyi introduce un element de tip bară sau placă (pentru probleme plane respectiv spațiale) caracterizate de rigiditate la încovoiere, păstrând în același timp patul de resorturi compresibile sub acestea. Modelul Pasternak (1954) înlocuiește elementul supus încovoierii cu unul supus doar forfecării și caracterizat prin modulul de forfecare G (figura 2.4). Patul de resorturi elastice rămâne legătura dintre elementul supus forfecării și stratul considerat rigid.

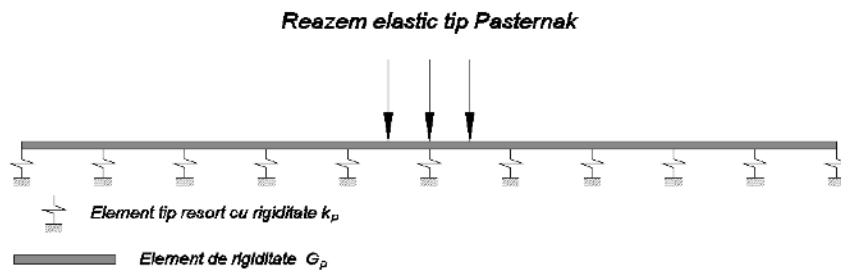


Figura 2.4. Model Pasternak

Reazemul tip Pasternak definește relația dintre presiune și deformații astfel:

$$p = k_p w - G_p \nabla^2 w \quad (2.3)$$

unde G_p reprezintă modulul de forfecare al stratului aferent, iar w tasarea.

În 1964 Kerr adaugă un strat de resorturi între încărcare/element încărcat (figura 2.5), cele două paturi de resorturi având rigidități diferite.

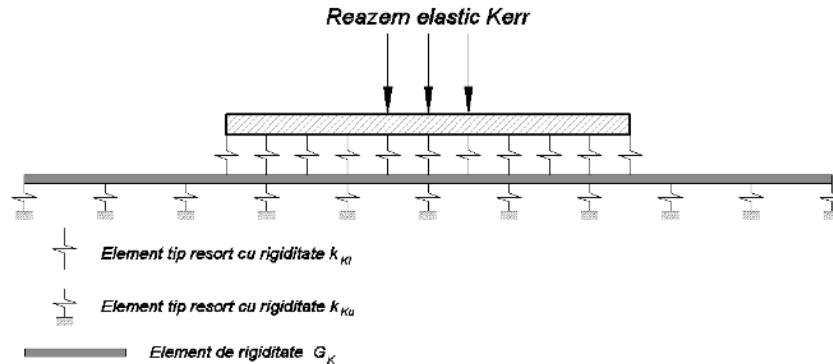


Figura 2.5. Modelare prin reazem tip Kerr

Noua ecuație ce caracterizează această modelare devine:

$$\left(1 + \frac{k_{Ku}}{k_{Kl}}\right)p = \frac{G_P}{k_{Kl}} \nabla^2 p + k_{Ku} w - G_P \nabla^2 w$$

unde rigiditățile k_{Kl} și k_{Ku} sunt conform figurii 2.5, iar p reprezintă presiunea la baza fundației.

În decursul timpului mai mulți autori au dezvoltat soluții analitice pentru ca aceste două medii de fundare să poată avea aplicații practice, astfel Asrat Worku (2010) [referință], în baza variației componentelor τ_{zx} și τ_{zy} ale eforturilor unitare în terenul de fundare a propus funcții ce au determinat următoarele soluții analitice pentru calculul acestor parametri în funcție de grosimea stratului deformabil:

$$k_{Ku} = \frac{E}{(0.46 - 0.18\nu)H}$$

$$k_{Kl} = \frac{E}{(0.54 - 0.26\nu)H}$$

$$G_K = T = \left(\frac{0.33 - 0.15\nu}{0.14 - 0.11\nu}\right)GH$$

unde E reprezintă modulul de deformație liniară, ν coeficientul Poisson și G modulul de forfecare ai terenului de fundare, în timp ce H este grosimea stratului considerat deformabil.

Prin calibrarea cu ajutorul unui parametru adimensional $\chi = H/B$ (B - lățimea fundației), pentru ușurința implementării acestor relații în algoritmii de calcul, se obțin relațiile:

$$k_{Ku} = \frac{E}{(0.46 - 0.18\nu)\chi B}$$

$$k_{Kl} = \frac{E}{(0.54 - 0.26\nu)\chi B}$$

$$G_K = T = \frac{0.33 - 0.15\nu}{0.14 - 0.11\nu} G\chi B$$

Deși soluții prezentate pot fi implementate în calculele practice, modelul de rezemare Pasternak, folosind doar doi parametri, poate fi o soluție mai simplă pentru metoda elementului finit, acesta eliminând primul rând de resorturi și transferând direct presiunea stratului ce preia doar forfecare. Astfel Asrat Worku [2.5] propune ca în ecuația (2.3) w și p se vor scrie:

$$w = w_u + w_l$$

unde w_u și w_l reprezintă deplasările primului, respectiv celui de-al doilea strat de resorturi aferente reazemului elastic tip Kerr și:

$$p = p_p + p_{sl}$$

unde p_p și p_{sl} sunt presiunea preluată de patul de resorturi al reazemului tip Pasternak (k_p), iar p_{sl} presiunea ce revine stratului de forfecare al reazemului tip Kerr.

Prin stabilirea a două cazuri ($p_{sl} \rightarrow 0$ și $p_{sl} \rightarrow p$) și atribuirea unor valori funcției η se determină parametrii k_p și G_p ai reazemului echivalent Pasternak - Kerr:

$$\eta = \frac{1}{(1 - p_{sl}/p)}$$

$$k_p = \frac{(0.4\nu + 0.67)E}{\chi B}$$

$$G_p = (1.36\nu + 2.28)G\chi B$$

Reazemele de tip Pasternak, Kerr și echivalența dintre ele (Pasternak - Kerr) reprezintă soluții relativ noi ce încearcă să rezolve lipsa de acuratețe a modelării simplificate printr-un singur parametru de proporționalitate dintre încărcări și tasări (mediu elastic Winkler). În cadrul capitolului 5 al prezentei teze se prezintă un studiu de caz comparativ în scopul de a stabili gradul de aplicare practică a acestor tipuri de reazeme elastice în domeniul structurilor hidrotehnice și hidroedilitare fondate în general pe elemente de tip placă din beton armat.

2.4. Mediul elastic continuu

Mediul elastic continuu se realizează de obicei din elemente solide cu ajutorul teoriei elasticității [2.6] și este considerat, în general în cadrul calculelor inginerești, format din materiale omogene și izotrope. Aceste elemente sunt utilizate cu precădere în metoda elementului finit în analize structurale sau cu specific mecanic pentru determinarea deformațiilor și a stării de eforturi în diverse componente. Principalul dezavantaj al acestui tip de modelare este reprezentat de necesitatea continuității în nodurile rețelei de discretizare. Prin calculul cu metoda

elementului finit nu pot exista discontinuități și implicit fenomene precum frecarea sunt foarte greu de implementat.

În ingineria structurală prin folosirea acestui mediu elastic se pot introduce direct parametrii de compresibilitate ai materialelor precum și curbe de efort - deplasare ale diverselor materiale în cadrul analizelor neliniare statice sau dinamice.

În ingineria construcțiilor hidrotehnice acest lucru a permis studiul stărilor de eforturi în elemente masive precum baraje sau transmiterea acestora în adâncime prin terenul de fundare. În figura 2.6 se prezintă modelul de calcul al unui prag deversor [2.7], element ce face parte dintr-o amenajare hidroenergetică. Se consideră că elementul din beton este încastrat la nivelul contactului dintre acesta și suprafața terenului de fundare. Datorită acestui fapt, calculul structural devine neconcludent în ipoteza în care pragul își pierde stabilitatea la alunecare, deci este important ca stabilitatea acestuia la încărcările de calcul să fie îndeplinită.

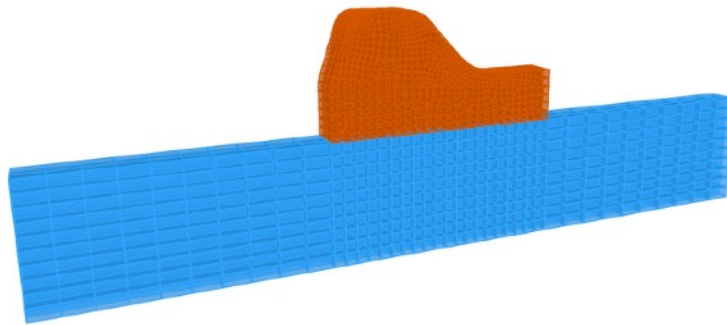


Figura 2.6. Prag deversor din beton pe mediu elastic continuu

Echilibrul static în ansamblu se realizează de obicei prin aplicarea unor reazeme nodale specifice rezistenței materialelor (de regulă reazeme articulate) la bază și pe laturile laterale ale elementului ce alcătuiește terenul de fundare. În urma aplicării încărcărilor se determină starea de eforturi în pragul deversor (figura 2.7) și se pot obține distribuții ale diagramelor de presiuni la nivelul terenului de fundare (figura 2.8). În cazul structurilor importante este necesară considerarea unui mediu de fundare de dimensiuni suficient de mari pentru a se evalua impactul adus de structură - de exemplu în cazul nașterilor arcelor barajelor în arc unde cedarea acestora duce la prăbușirea întregii structuri.

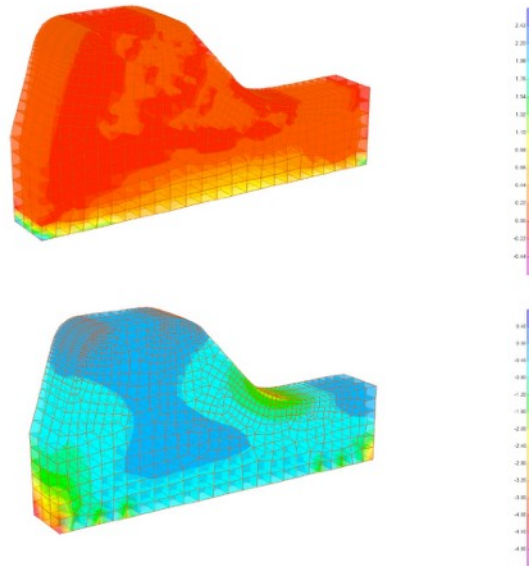


Figura 2.6. Eforturi unitare în pragul devorsor din beton (tensiuni la partea superioară, compresiuni în partea de jos) [daN/cm²]

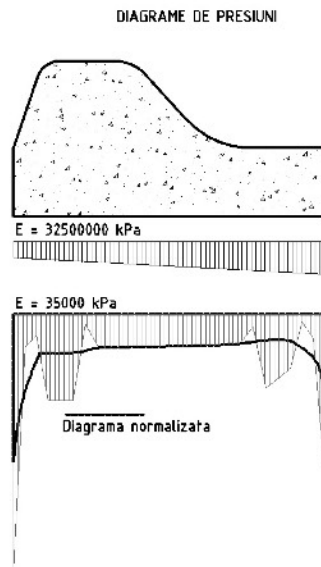


Figura 2.7. Evaluarea diagramelor de presiuni (teoretică respectiv determinată prin metoda elementului finit)

Unul dintre avantajele calculului folosind elemente solide este precizia mai mare a diagramelor de eforturi unitare după toate direcțiile, în timp ce prin modelarea unor structuri sensibile precum barajele în arc cu elemente de tip placă sunt mult mai greu de determinat distribuțiile eforturilor în planul secțiunii. Acest avantaj devine mai elocvent în cazul solicitărilor dinamice din acțiunea seismică,

unde este necesar a se evalua nu numai deformația finală a betonului ci și viteza cu care aceasta se propagă. În figura 2.8 se prezintă deformația nodală în timpul unui cutremur a unui baraj în arc din beton.

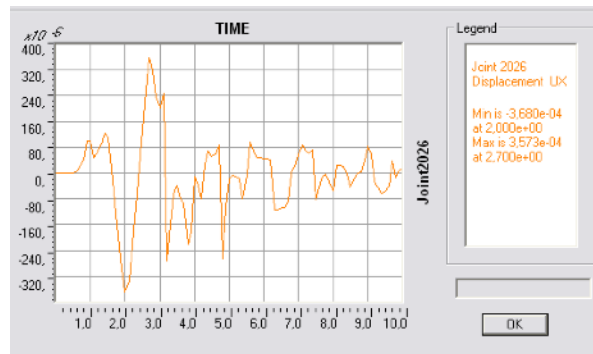


Figura 2.8. Deformații nodale ale unui baraj în arc solicitat de seism [m]

Încercările experimentale de-a lungul timpului în domeniul hidrotehnic au arătat că rezistențele betonului în timpul solicitărilor dinamice sunt diferite de cele statice, iar acest tip de modelare numerică permite comparații directe ale rezultatelor din timpul proiectării cu încercări experimentale sau alte date înregistrate pentru structuri similare. Un exemplu de variația a eforturilor locale de întindere pentru barajul în arc prezentat anterior se prezintă în figura 2.9.

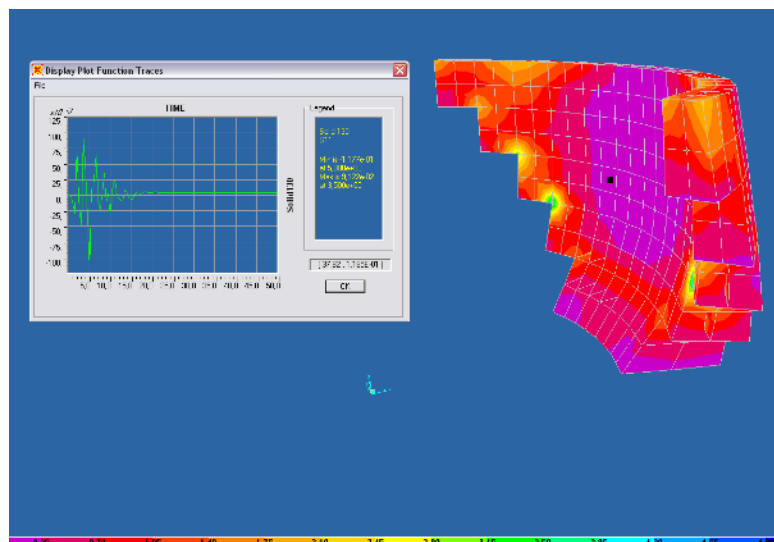


Figura 2.9. Tensiuni în corpul unui baraj în arc în timpul acțiunii seismice [daN/cm²]

Noile practici de scanare cu laser a structurilor existente, precum CLOUD2FEM [2.15], permit realizarea modelelor tridimensionale cu element finit, lucru care scade foarte mult timpul necesar modelării structurale în programe de calcul automat, dar în același timp oferă o precizie mult mai mare. În cazul structurilor speciale, precum baraje sau poduri (figurile 2.10 și 2.11) transmiterea

eforturilor către terenul de fundare este foarte importantă, dar evaluarea acestora cât mai în detaliu conduce la o mai bună evaluare a capacității portante a structurilor existente și a unei soluții mai bune de consolidare atunci când este necesar [2.8].

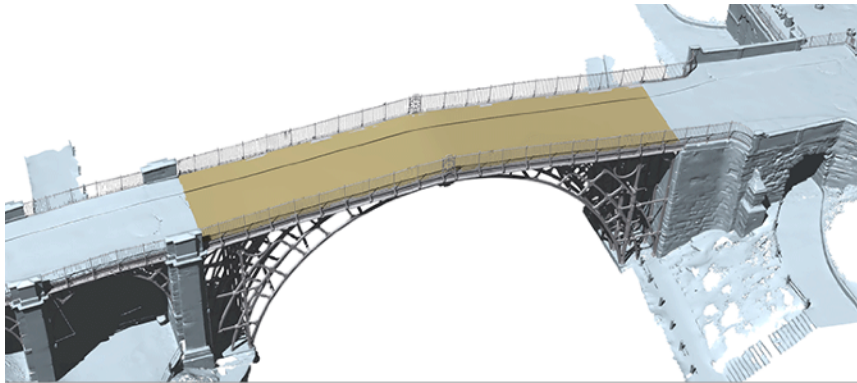


Figura 2.10. Podul The Iron Bridge, Shropshire, Anglia - consultant Ramboll

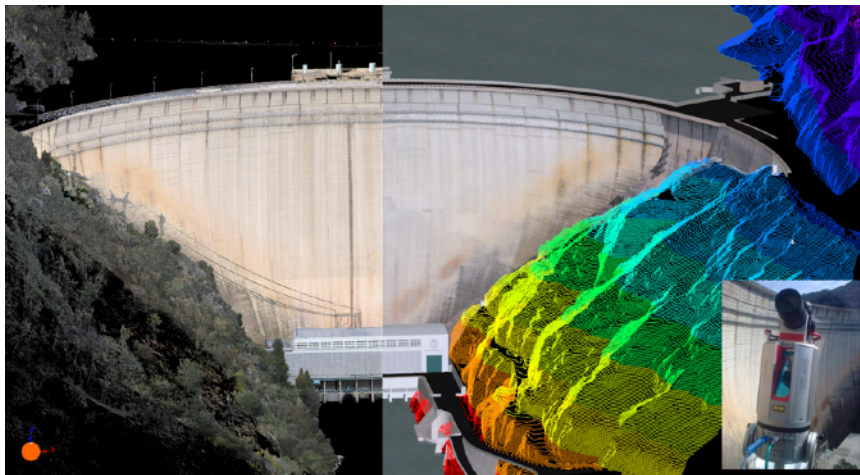


Figura 2.11. Barajul Cabril, Portugalia

Modelarea structurală cu elemente solide este în momentul de față cea mai precisă în evaluarea și dimensionarea structurilor speciale, atât noi cât și existente, mai ales în cazul solicitărilor dinamice. Încercările experimentale și înregistrările din timpul exploatarei amenajărilor hidrotehnice au putut fi implementate direct în calculele ingineresti, mai ales în calculele de dimensionare ale lacurilor de acumulare și influența acestora asupra versanților. Curbele de material oferă în ingineria structurilor hidrotehnice, ca și în cazul clădirilor, o comportare cât mai apropiată de realitate a elementelor ce le compun și permit un calcul nelinier ce conduce la dimensionări optime, atât din punct de vedere tehnico - economic, cât și din punct de vedere al siguranței.

2.5. Elemente de teoria frecării aplicate în ingineria construcțiilor hidrotehnice, hidroedilitare și hidroameliorative

Construcțiile hidrotehnice, hidroedilitare și hidroameliorative sau, după caz elemente structural ale acestora, sunt solicitate preponderant orizontal (presiuni hidrostatice, lovituri de berbec în cazul masivelor de ancoraj etc.), fapt ce periclitează stabilitatea la alunecare sau răsturnare a acestora. Stabilitatea la alunecare este asigurată în general de forțele de frecare rezistente ce se opun încărcării, iar calculul acestora este în general unul cu multe variabile datorită terenului de fundare sau a neomogenității materialelor în contact. În prezentul capitol se va prezenta calculul acestor forțe precum și metode teoretice de îmbunătățire a stabilității la alunecare a elementelor din beton, metode ale căror rezultate s-au verificat experimental.

2.5.1. Frecarea uscată

Frecarea se definește ca fiind forța ce se opune mișcării relative a unui corp solid în raport cu altul. În domeniul construcțiilor tipul de frecare ce stă la baza verificărilor de stabilitate este frecarea uscată care, la rândul ei se împarte în două categorii: frecarea statică, atunci când cele două corpuri nu sunt în mișcare relativă unul față de celălalt, și frecare cinetică, atunci când este învinsă forța de inerție și cel puțin unul din cele două corpuri solide este pus în mișcare.

În urma observațiilor experimentale, între secolele V și VIII au fost formulate primele două legi ale frecării de către Amontons (1699), urmate de legea a treia a frecării formulată de Coulomb (1785):

Legea I a frecării: Forța de frecare este proporțională cu sarcina normală dintre corpuri;

Legea a II-a a frecării: Frecarea este independentă de aria de contact dintre corpuri;

Legea a III-a a frecării: Frecarea cinetică este independentă de viteza de alunecare.

Frecarea Coulomb, denumită astfel după fizicianul Charles-Augustin de Coulomb, are următoarea formă:

$$F_f \leq \mu F_n, \text{ unde:}$$

F_f – forța de frecare exercitată de fiecare corp asupra celuilalt, paralelă la suprafața de contact și de sens opus sarcinii aplicate;

μ - coeficientul de frecare, o valoare empirică ce ține seama de natura materialelor;

F_n – forța normală exercitată de fiecare corp asupra celuilalt, perpendicular pe suprafața de contact.

Forța de frecare poate lua valori între 0 și μF_n , μF_n fiind forța maximă pentru care corpurile sunt în echilibru static. Depășirea acestei valori a forței aplicate conduce la punerea în mișcare a corpurilor, valoarea maximă a forței de frecare pentru care echilibrul static este respectat se numește tracțiune.

În ingineria construcțiilor hidrotehnice și hidroedilitare forța de frecare se opune alunecării elementelor structurale solicitate preponderent orizontal. Astfel, un corp

rigid de masă m sub sarcina orizontală P , pe un plan orizontal, se poate schematiza ca în figura 2.12.

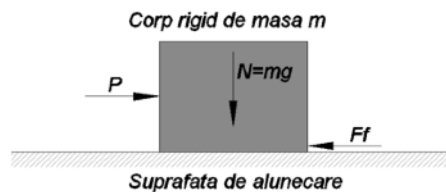


Figura 2.12. Corp rigid pe un plan orizontal

În figura 2.12 $N=mg$ reprezintă sarcina normală la suprafața de frecare a unui corp de masă m multiplicată cu valoarea accelerației gravitaționale.

2.5.2. Frecarea statică

Frecarea statică reprezintă frecarea dintre două corpuri aflate în stare de repaus unul relativ la celălalt. În ingineria construcțiilor un exemplu ar fi alunecarea fundațiilor pe o suprafață plană sau înclinată. Pentru ca inerția corpului solicitat să fie învinsă, forța ce acționează asupra acestuia trebuie să depășească valoarea maximă a forței de frecare F_{fmax} :

$$F_{fmax} = \mu_s F_n$$

Coeficientul μ_s reprezintă coeficientul static al frecării, odată cu depășirea forței de frecare a sarcinii ce acționează asupra corpului și punerea acestuia în mișcare acesta devine μ_k cu o valoare mult mai mică. Un astfel de exemplu se prezintă în figura 2.13. [2.9], unde se poate observa diferența dintre cei doi coeficienți ai frecării.

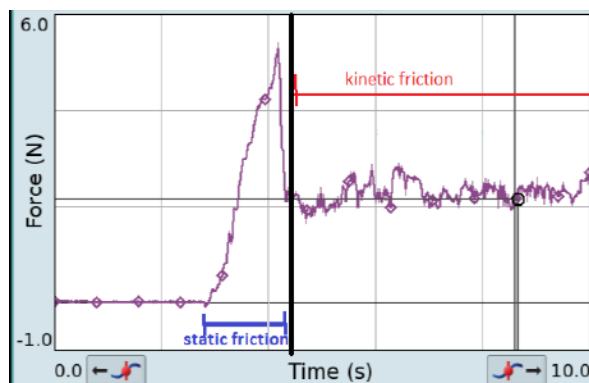


Figura 2.13. Frecarea statică și cinetică

2.5.3. Frecarea cinetică (dinamică)

Frecarea cinetică (dinamică) apare atunci când forța de frecare maximă a fost depășită iar corpurile se deplasează relativ unul față de celălalt. Pentru exemplul anterior prezentat, cel al unui corp rigid de masă m pe o suprafață orizontală plană, frecarea cinetică apare atunci când corpul începe să alunece sub acțiunea unei forțe ce depășește valoarea forței de frecare statică. Frecarea cinetică se poate descrie prin următoarea relație:

$$F_k = \mu_k F_n$$

Coeficientul μ_k reprezintă coeficientul cinetic (dinamic) al frecării și este mai mic decât coeficientul static, prin urmare valoarea forței de frecare este mai mică decât cea statică. Astfel este nevoie de o forță mai mică pentru a menține în mișcare corpul. Valoarea coeficientului de frecare, atât statică cât și cinetică, depinde de suprafețele de contact, legăturile chimice între cele două corpuri, energia generată de frecare precum și împănarea dintre corpuri.

În cazul fundației ce alunecă la nivelul unui teren de fundare, în funcție de rugozitatea și forma tălpii fundației apare fenomenul de brăzdare, consecința acestuia fiind creșterea valorilor coeficienților de frecare cinetică.

Studii și modelări recente au arătat că forța rezistentă dată de frecarea cinetică poate fi mai mare sau mai mică decât cea statică, datorită legăturilor chimice sau mecano-chimice dintre cele două suprafețe supuse frecării, unul dintre factorii ce influențează aceste valori fiind viteza de deplasare [2.10]. În ingineria construcțiilor stabilitatea fundațiilor implică contactul dintre două suprafețe de contact diferite (de obicei betonul din fundație și terenul de fundare), de durități diferite și cu proprietăți mecanice în general diferite, astfel stabilirea unor astfel de legături este foarte dificilă. În cazul construcțiilor hidrotehnice fundate pe roci se poate conta pe forțe de adeziune atât în cazul frecării statice cât și a celei dinamice datorită omogenității și durității patului de rocă. În momentul de față în ingineria construcțiilor, în cazul verificării stabilității construcțiilor sau a unor elemente structurale ale acestora, nu se acceptă ca forța de frecare statică să fie depășită de încărcările considerate. În capitolele ce urmează se va analiza comportarea unor fundații în cazul în care acea forță de frecare statică rezistentă este depășită de încărcări.

2.5.4. Forțe de frecare

În cazul construcțiilor hidrotehnice, hidroedilitare și hidroameliorative (sau elementelor structurale ale acestora) solicitate preponderant orizontal – baraje, praguri deversoare, masive de ancoraj, suporturi de conducte, ziduri de sprijin etc.) stabilitatea la alunecare este asigurată de forțele orizontale de frecare (rezistente) la nivelul tălpii de fundare. Echilibrul static se verifică cu relația:

$$\Sigma H \leq f \Sigma V,$$

unde f reprezintă coeficientul de frecare statică între fundație și terenul de fundare, $\sum H$ suma forțelor orizontale ce acționează asupra fundației/structurii, iar $\sum V$ suma forțelor verticale.

Pentru a se asigura o rezervă de siguranță în dimensionarea structurilor, inegalitatea de mai sus devine:

$$K \sum H = f \sum V,$$

unde k reprezintă un coeficient de siguranță impus

Coeficientul K [2.11] poate lua valori între 1 și 1.1 pentru baraje fondate pe terenuri stâncoase și valori mai mari (până la 1.5) pentru terenuri nestâncoase. Odată cu apariția normelor europene și a normativelor noi armonizate cu acestea, coeficienții de siguranță se aleg în funcție de tipul fundațiilor, al încărcărilor și al claselor de importanță ale construcțiilor [2.12] [2.13].

Valorile coeficientului de frecare statică f se determină, în cazul construcțiilor hidrotehnice de clase I și II prin încercări experimentale, iar în celelalte cazuri valori orientative din normele în vigoare sau literatura de specialitate. Conform NP112/2014 [2.12] se recomandă valorile din tabelul 2.1, iar pentru baraje, notate cu f , valorile din tabelul 2.2 [2.13].

Tabel 2.1 - Coeficienti de frecare conform NP112/2014

Denumirea pământului	μ
Argile $0,25 < I_c < 0,5$	0,20
Argile $0,5 \leq I_c < 0,75$	0,25
Argile $I_c > 0,75$	0,30
Argile nisipoase, nisipuri argiloase și pământuri prăfoase	0,30
Nisipuri fine	0,40
Nisipuri mijlocii și mari	0,45
Pietrișuri și bolovănișuri	0,50
Terenuri stâncoase	0,60

TABEL 2.2 - Coeficienti de frecare conform NP136/2014 (baraje)

Terenuri de fundare alcătuite din:	f
Roci eruptive	0,65 ... 0,75
Roci sedimentare (calcare, gresii)	0,50 ... 0,65
Marne, șisturi argiloase etc.	0,30 ... 0,50
Pietrișuri și bolovănișuri cimentate	0,50
Pământuri nisipoase	0,40 ... 0,50

Argile	0,20 ... 0,30
--------	---------------

În cazul în care se iau măsuri constructive prin care se realizează o legătură între talpa fundației și terenul de fundare (în general în cazul barajelor amplasate pe terenuri stâncoase), forței de frecare rezistente I se adaugă valoarea forței de aderență, iar relația de verificare devine:

$$K\Sigma H = f\Sigma V + cA_r$$

unde c reprezintă efortul de coeziune sau aderență [2.11], iar A aria suprafeței de alunecare.

În această situație valoarea coeficientului de siguranță K este mult mai mare, în practica barajelor a fost recomandat $K \geq 4$ pentru cea mai defavorabilă ipoteză de încărcare [2.11]. Efortul de coeziune se determină în situ sau, în lipsa determinărilor s-au acceptat valori ale acestuia întâlnite în alte lucrări.

Orientativ, aceste eforturi de coeziune (aderență), conform normativului NP136/2014 pentru baraje, pe interfața beton – rocă fundație pot lua valori între 100 și 3000 kPa. În Statele Unite la majoritatea barajelor c a variat între 150 și 500 t/m² [5.3], în timp ce încercările din teren și la orator realizate în trecut în URSS au condus la valori între 150 și 450 t/m². Studii recente efectuate pe baraje existente din întreaga lume [2.14] au arătat valori ale coeziunii de 128 t/m² pentru granit și 182 t/m² pentru gresii, cu valori reziduale între 8 și 18 t/m².

În practica inginerescă uzuală, pentru verificările de stabilitate la alunecare a construcțiilor hidrotehnice de importanță redusă (microhidrocentrale, captări de apă etc.) sau a construcțiilor hidroedilitare sau ameliorative nu se ia în calcul efortul de coeziune, mai ales datorită terenurilor mult mai slabe de fundare și a diferenței mari de rigiditate și duritate între cele două materiale ce intră în contact. În cele ce urmează se vor prezenta moduri de îmbunătățire a stabilității la alunecare prin măsuri constructive uzuale și modul de comportare a unor tipuri de fundații atunci când forța rezistentă de frecare statică este depășită de încărcări iar fundația este destabilizată.

3. Bazin biologic din beton armat pe mediu elastic tip Winkler - Studiu de caz

3.1. Introducere

În prezentul studiu de caz se va analiza variația stării de eforturi încovoietoare în radierul unui bazin biologic al unei stații de epurare odată cu variația rigidității patului de fundare modelat printr-un reazem elastic tip Winkler. Bazinul biologic are structura unei cuve din beton armat compartimentat astfel încât să asigure fluxul treptei de epurare biologică, astfel eforturile din structura acestuia

contribuie la deschiderea fisurilor în beton și implicit la pierderea etanșeității. Având în vedere că rigiditatea reazemului elastic tip Winkler se determină de obicei analitic, în cele ce urmează se va analiza variația starea de eforturi în radierul cuvei pentru mai multe valori ale rigidității reazemului elastic Winkler.

3.2. CARACTERISTICI GEOMETRICE ȘI DE MATERIAL

Bazinul pentru treapta de epurare biologică are dimensiunile în plan 21.00 x 24.45 m (figura 1). Din punct de vedere tehnologic, bazinul este împărțit în două bazine descoperite (fiecare având câte șase compartimente), după o axă de simetrie longitudinală. Cele două bazine sunt delimitate de un culoar tehnologic cu lățimea de 3 m. Acest spațiu de trecere are două planșee, unul la cota +0.10 respectiv +3.10, cote relative, raportate la cota absolută 97.40 mdMN, notată cu ±0.00. Accesul se va face din clădirea atelier și depozit la cota +0.10 și la nivelul radierului (-2.60) pe o scară metalică la 45 de grade. Pentru circulația în siguranță pe planșeul de la cota +3.10 vor fi prevăzute balustrade metalice.

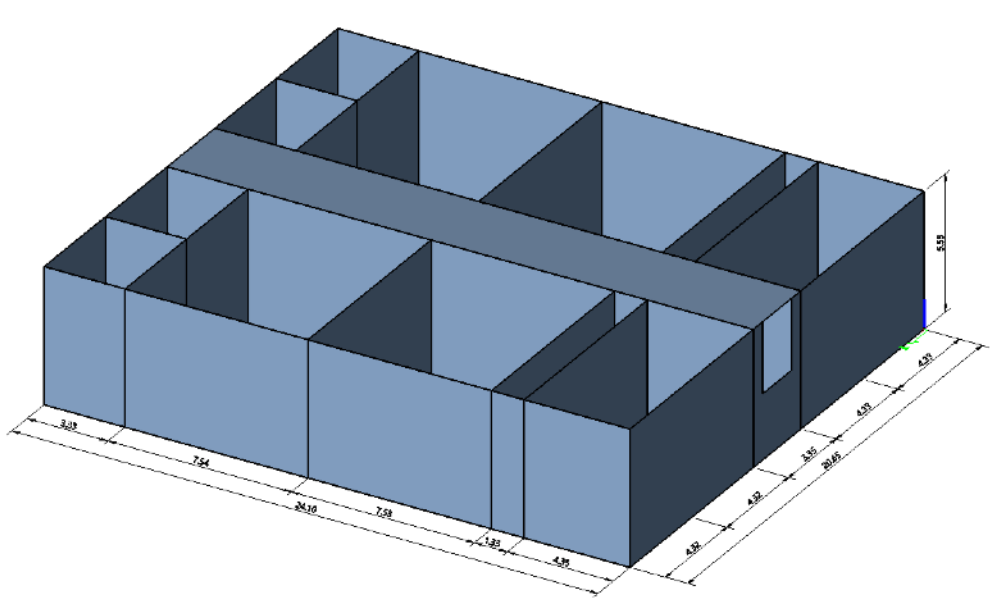


Figura 3.1. Bazin biologic - caracteristici geometrice

Nivelul caracteristic în exploatare al fluidului în bazine variază va fi la cota absolută 99.80 mdMN și corespunde unei coloane de apă de 5 m. Înălțimea de gardă este de 50 cm peste nivelul fluidului, umplerea completă a bazinelor având caracter accidental.

Din punct de vedere structural, bazinul va fi o cuvă din beton armat turnată monolit, fundată pe un radier rigid. De asemenea, legăturile între pereți, respectiv pereți și radier vor fi rigide, iar evitarea concentrării eforturilor la baza pereților se face prin vute armate constructiv. Armarea se face în consecință, asigurând atât transmiterea locală a eforturilor între elemente, cât și conlucrarea globală a pereților și plăcilor.

Materialele folosite sunt:

- Beton simplu de clasă C20/25 pentru egalizări;
- Beton armat de clasă C25/30, cu permeabilitate P8, pentru pereți, radier și planșee;
- Oțel beton PC 52, OB 37 și STNB;
- Ciment CEM II B-m (S-V) 42.5-LH;
- Oțel S235 JR/JO galvanizat pentru confecții metalice.

3.3. Schema statică și încărcări de calcul

Cuva bazinului biologică s-a modelat prin elemente bidimensionale de tip plăci groase, grosimile acestora fiind de 40 cm pentru radier, 35 cm pentru pereții verticali și 15 cm pentru planșeul ce acoperă coridorul central (figura 3.2).

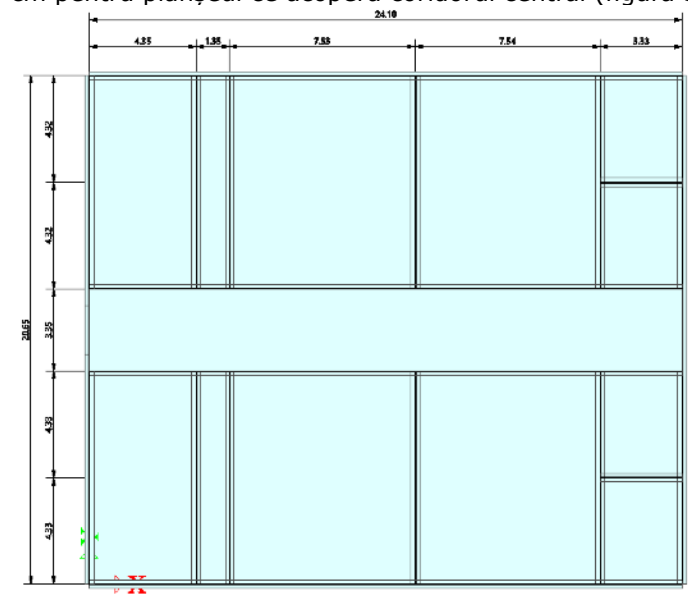


Figura 3.2. Schemă de calcul (vedere plana)

Încărcări de calcul și coeficienți de supraîncărcare

- Impingerea activă a terenului/umpluturii

$$p_a = \gamma \cdot H \cdot K_a = 27.85 \text{ kN/m}^2$$

$\gamma = 19.10 \text{ kN/m}^3$ (greutatea volumica a umpluturii)

$H = 4.375 \text{ m}$ (inaltimea umpluturii sprijinite)

$K_a = \text{tg}^2 (45 - \varphi/2)$, $\varphi = 30$ (unghiul de frecare interna in grade)

- Presiunea hidrostatică (exploatare normală)

$$p_h = \gamma_a \cdot H = 50.75 \text{ kN/m}^2$$

$\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$ (densitatea apei)

$H = 5.075 \text{ m}$ (inaltimea coloanei de apa, în schema statică)

- Acțiunea zăpezii (planșeu cota +3.10)

$P_z = 1.5 \text{ kN/m}^2$

- Acțiunea utilă (planșeu cota +3.10) conform caiet de sarcini

$P_u = 5.5 \text{ kN/m}^2$

- Seism

S-a luat în calcul spectrul normalizat de răspuns elastic pentru accelerație din figura 3 pentru Banat, în zonele caracterizate de accelerația $a_g = 0,16g$, conform P100-2013 (figura 3.3). Spectrul de calcul se prezintă în figura 3.4.

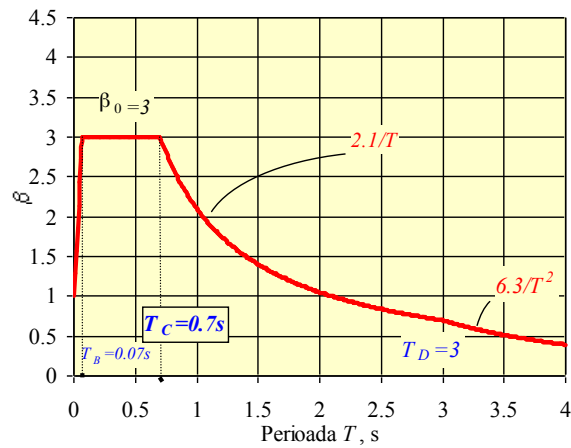


Figura 3.3. Spectru elastic normalizat

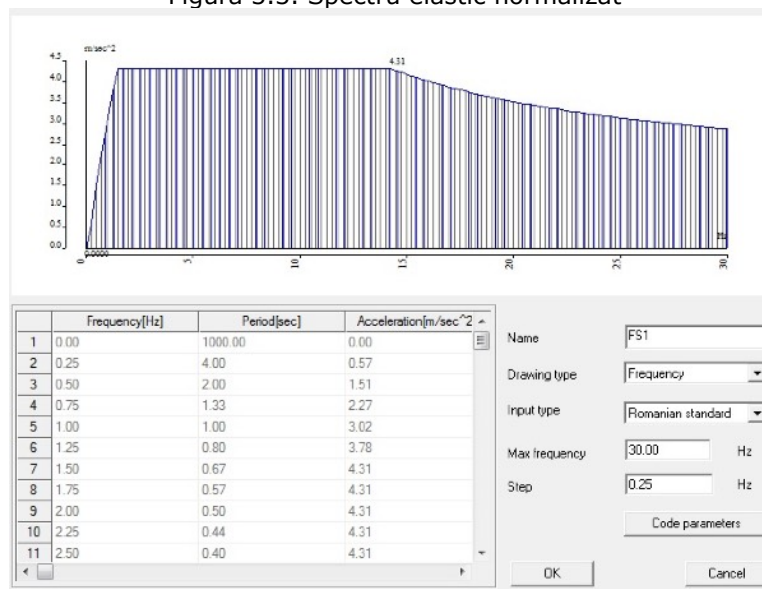


Figura 3.4. Spectru de calcul

Coeficienți de siguranță pentru încărcări: 1.35/1 pentru solicitările din greutatea proprie a elementelor de construcție, 1.20 pentru presiuni hidrostatice, 1.5 pentru încărcări variabile (zăpadă, acțiuni utile), 1.0 pentru solicitări excepționale, în următoarele ipoteze:

- Bazin gol
- Bazin plin
- Încărcări gravitaționale pentru planșeu și presiune pe teren
- Combinații ale presiunilor hidrostatice pentru dimensionarea pereților de compartimentare

3.4. Calcul static și analiza stării de eforturi în radier

Structura a fost dimensionată în urma unui calcul static liniar și neliniar (seism) cu programul de calcul cu element finit SCIA Engineer, iar ariile de armătură s-au calculat în consecință. Rezemarea elastică a fost de tip Winkler, aplicată constant pe întreaga suprafață a radierului, având rigiditatea de 50000 kN/m³. Pentru a studia influența rigidității patului elastic calculul s-a reluat prin introducerea a 12 rigidități pentru patul de fundare (Tabel 3.1)

Tabel 3.1. Rigidități ale reazemului elastic tip Winkler

Denumire reazem	K [kN/m/m/m]
Sub1	10000
Sub2	20000
Sub3	30000
Sub4	40000
Sub5	50000
Sub6	60000
Sub7	70000
Sub8	80000
Sub9	90000
Sub10	100000
Sub11	2000000
Sub12	5000000

Rigiditățile K din tabelul 3.1 s-au aplicat pe rând, în modelul de calcul, elementele de placă folosite sunt plăci groase, calculate conform relațiilor Mindlin - Reissner. Încărcările și combinațiile de încărcări s-au păstrat, iar în cele ce urmează se vor analiza înfășurătorile eforturilor, adică cele două componente plane ale eforturilor încovoietoare (m_x și m_y), fiecare dintre acestea având valori maxime în dreptul reazemelor și în câmpul fiecărui element de placă. Îmbinările dintre plăci, la nivelul muchiilor comune, s-au considerat rigide. În figura 3.5 se prezintă variația valorilor eforturilor de încovoiere (m_x și m_y), în funcție de rigiditatea reazemului elastic tip Winkler.

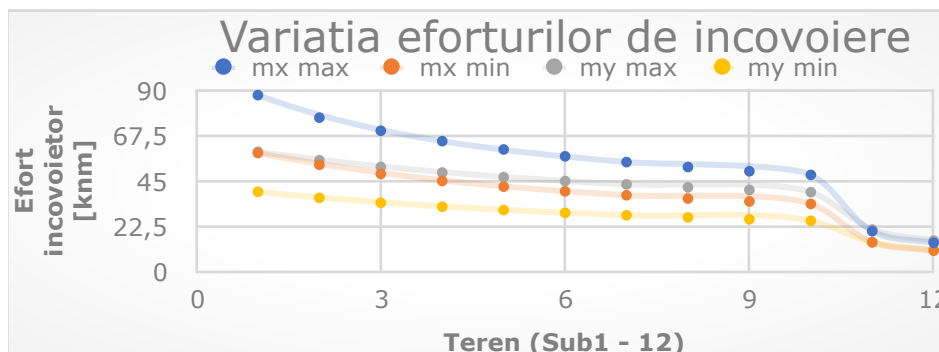


Figura 3.5. Variația eforturilor de încovoiere (m_x și m_y) în radierul bazinului

Diagramele de eforturi, pentru exemplificare, în cazul aplicarea valorilor extreme ale rigidităților K reazemului elastic tip Winkler (Sub1 și Sub 12) se prezintă în figurile 3.6-3.13.

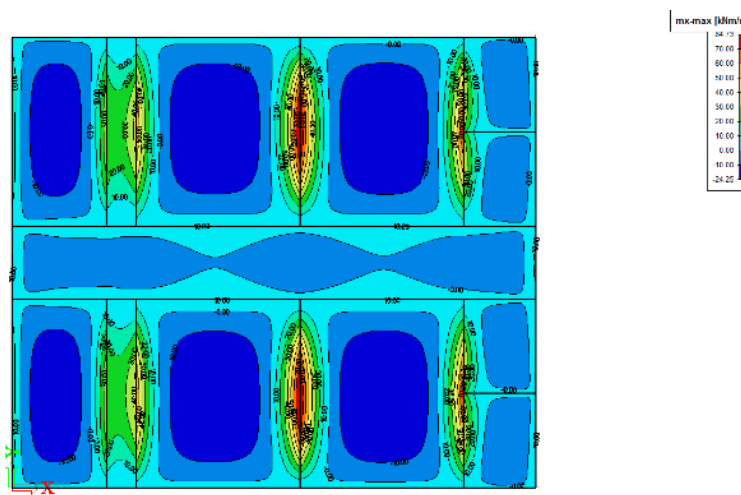


Figura 3.6. Diagrame de efort încovoietor m_x maxim - Sub1

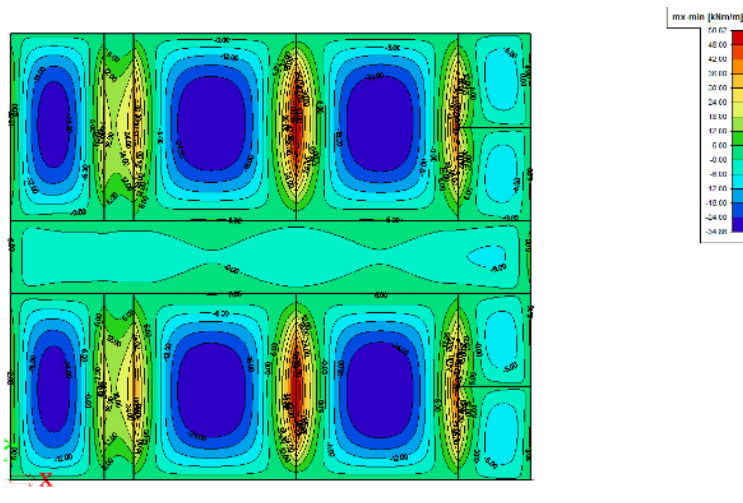


Figura 3.7. Diagrame de efort încovoietor mx minim - Sub1

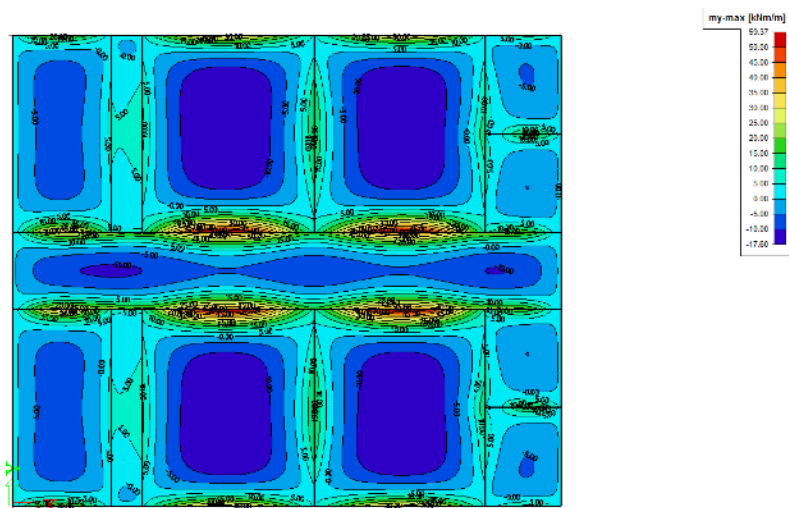


Figura 3.8. Diagrame de efort încovoietor my maxim - Sub1

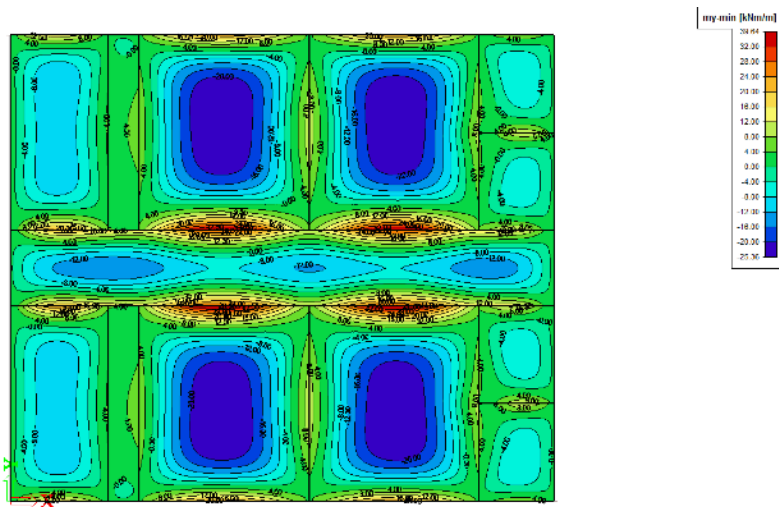


Figura 3.9. Diagrame de efort încovoietor my minim - Sub1

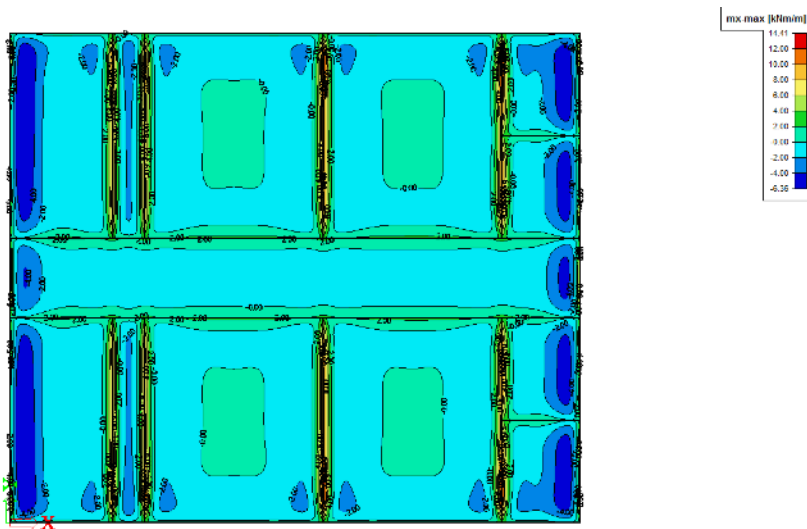


Figura 3.10. Diagrame de efort încovoietor mx maxim - Sub12

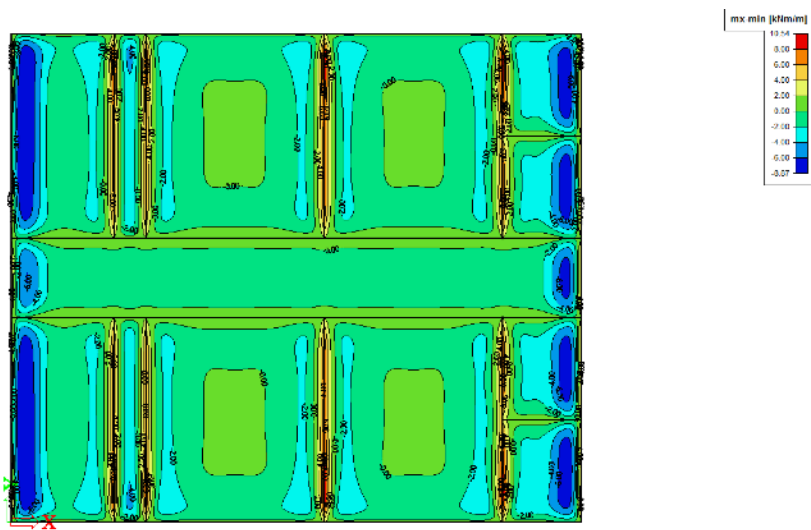


Figura 3.11. Diagrame de efort încovoiator mx minim - Sub12

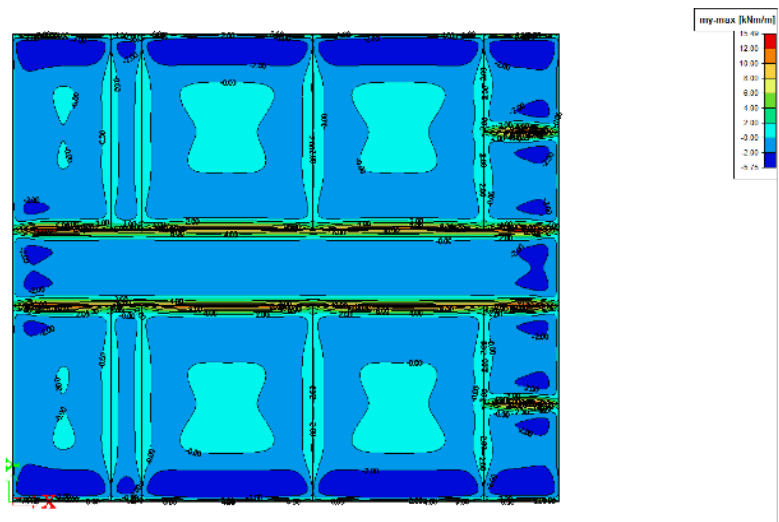


Figura 3.12. Diagrame de efort încovoiator my maxim - Sub12

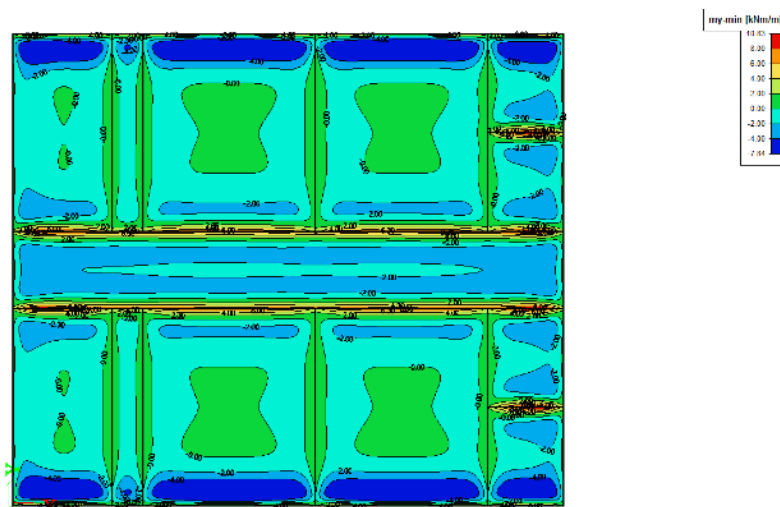


Figura 3.13. Diagrame de efort încovoietor m_y minim- Sub12

Se observă că pentru o creștere a rigidității K a resorturilor cu o medie de circa 300% (Sub1 - Sub12), valorile eforturilor încovoietoare m_x și m_y scad în medie cu 10-13% de la o valoare a rigidității la alta. Valorile eforturilor în cazul celui mai rigid mediu de fundare (Sub12) fiind între 16% și 27% din valorile inițiale, adică atunci când s-a folosit rigiditatea patului elastic $K=10000 \text{ kN/m}^3$ (Sub1). Valorile eforturilor scad foarte mult deoarece terenul de fundare devine atât de rigid încât deplasările după direcția verticală sunt mici, iar radierul nu se mai deformează. Acest lucru se poate observa și în diagramele de eforturi încovoietoare din figurile 3.10-3.13, practic valorile maxime fiind concentrări de eforturi la îmbinările dintre elementele de tip placă.

Deplasările la nivelul radierului, sub formă de tasări maxime au luat valorile prezentate în figura 3.14, pentru fiecare reazem elastic de calcul (Sub1 - Sub12).

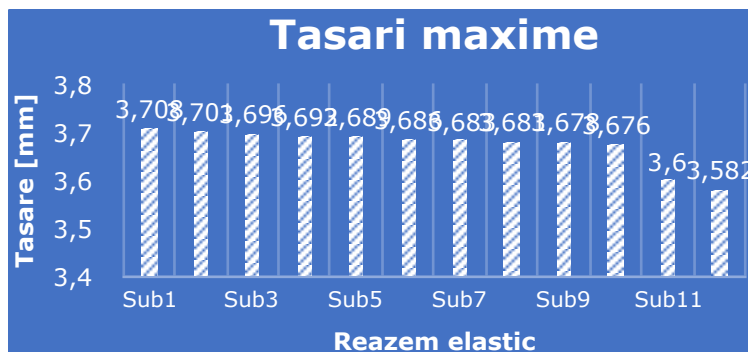


Figura 3.14. Valorile tasărilor maxime pentru fiecare reazem elastic în parte

Se poate observa că deplasările după direcția gravitațională (sub formă de tasare maximă) sunt neglijabile, diferențele în intervalul reazemelor Sub1 și Sub10 fiind de aproximativ 1% și atinge valoarea de aproximativ 4% pentru Sub12, la o valoare a rigidității patului elastic de fundare de 150000 kN/m^3 .

În cazul în care pentru calculul structural al bazinului se aplică teorema lui Kirchhoff [referință manual scia], diferențele dintre valorile eforturilor și deplasărilor sunt neglijabile. În figurile 3.15 și 3.16 se exemplifică acest lucru pentru valorile extreme ale rigidității reazemelor elastice aferente Sub1 și Sub12 prin comparația eforturilor de încovoiere din radier.

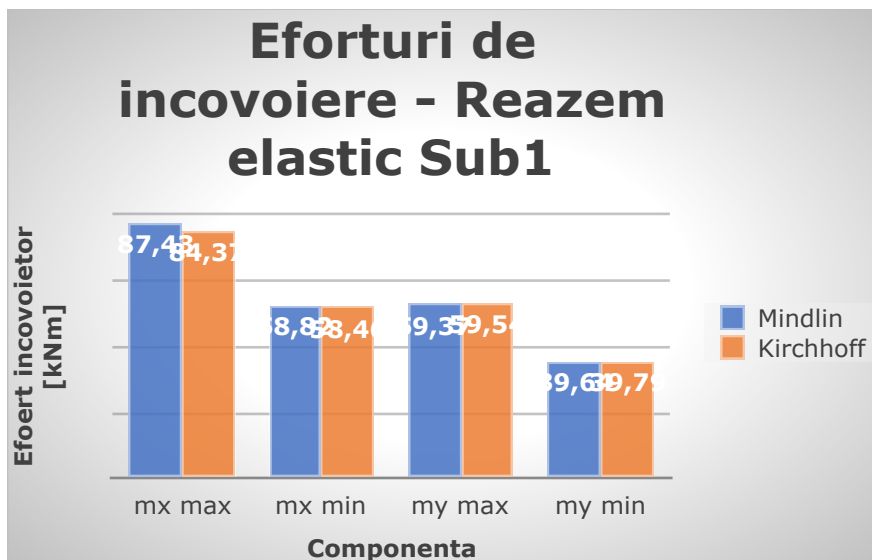


Figura 3.15. Eforturi de încovoiere - reazem elastic Sub1

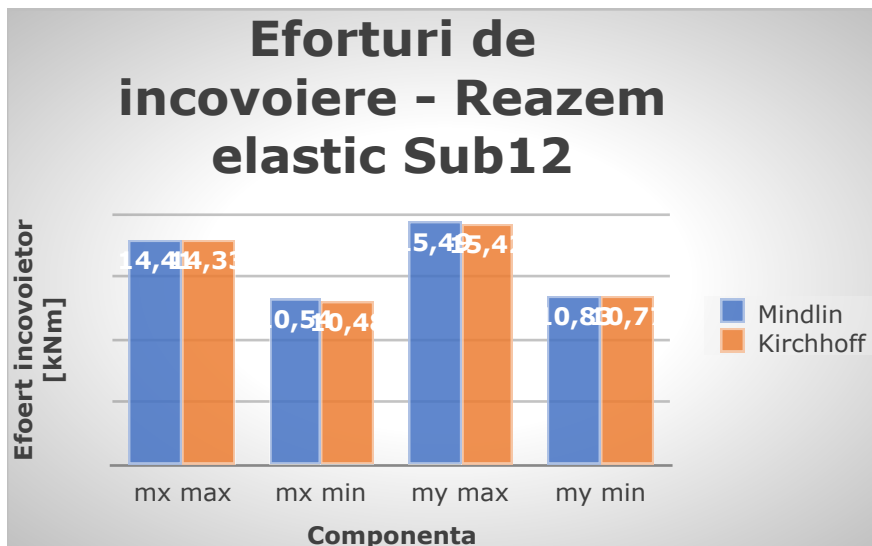


Figura 3.16. Eforturi de încovoiere - reazem elastic Sub12

3.5. Concluzii

În urma calculelor statice se constată că odată cu variația rigidității reazemului elastic de tip Winkler starea de eforturi se modifică semnificativ, mai exact pentru o creștere a rigidității K a resorturilor cu o medie de circa 30%, valorile eforturilor încovoietoare m_x și m_y scad în medie cu 10-13% de la o valoare a rigidității la alta. Având în vedere că determinarea rigidității K se face analitic, se recomandă ca în calculele structurale de dimensionare să se ia în calcul mai multe valori ale acestui pat elastic de fundare. În urma dimensionării structurii, este necesar să fie verificată starea de eforturi și de deformații în cazul în care terenul de fundare poate fi mai rigid sau mai moale deoarece, cel puțin în cazul structurilor de retenție, o creștere a eforturilor de întindere sau încovoiere pot produce fisuri și implicit pierderea etanșeității.

În ceea ce privește distribuția eforturilor de încovoiere în radierul bazinului, odată cu creșterea rigidității patului de fundare, valorile maxime ale eforturilor de încovoiere se concentrează în jurul muchiilor de încastrare cu pereții, principiu evidențiat în figurile 3.6 - 3.12.

Valoarea rigidității reazemului elastic ce a stat la baza dimensionării structurii este 50000 kN/m^3 , iar verificarea stării de eforturi și deformații s-a realizat pentru valori cuprinse între 2000 și 75000 kN/m^3 .

Pentru prezentul studiu de caz relațiile de calcul ale eforturilor de încovoiere (Mindlin, Kirchhoff) nu influențează dimensionarea structurii, diferențele dintre eforturi fiind între 0.34 și 3.5% (fig. 3.15 și 3.16). Din punct de vedere al tasărilor, diferența maximă calculată între deplasările întregii structuri după direcția gravitațională (translație totală) este de 3.4%, valoarea minimă fiind atribuită terenului de fundare 1, iar valoarea maximă reazemului elastic definit de terenul de fundare 12 (fig. 3.14).

4. Radier din beton armat pentru turbine pe mediu elastic tip Winkler - Studiu de caz

4.1. Introducere și concept

În prezentul studiu de caz se va prezenta variația stării de eforturi în radierul aferent turbinelor din interiorul microhidrocentralei MHC Săpânța, localitatea Săpânța, jud. Maramureș. Clădirea microhidrocentralei MHC Săpânța face parte din obiectivul de investiție „Amenajare potențial hidroenergetic râu Săpânța, jud. Maramures. Detaliile de execuție au fost realizate în cadrul SC ISPE SA, Sucursala Timișoara, de colectivului hidrotehnic. Documentația a fost elaborată în baza temei furnizate de Studio Frosio, beneficiarul fiind SC Espe Energia SA. [4.1].

În interiorul microhidrocentralei urmau a fi montate patru turbine, fiecare dintre ele având greutatea de 28 tone. Având în vedere că evacuarea apei turbinate urma a se realiza printr-un canal din beton armat longitudinal radierului, dimensionarea acestuia ca fundație pentru cele patru turbine a condus la un volum de beton de 466 m^3 , cu greutatea de 1120 tone (pentru a se asigura stabilitatea turbinelor conform STAS 7206-87 Fundații de mașini, recomandarea fiind ca

greutatea fundației să fie de aproximativ 10 ori mai mare decât cea a mașinii). O altă variantă propusă a fost realizarea unui radier nu doar sub fundații, ci sub întreaga sală a mașinilor care să asigure acel aport de greutate și care să transmită uniform încărcarea din timpul funcționării acestora [4.2]. Astfel a fost necesar, pe lângă calculul eforturilor de dimensionare, să fie verificată comportarea acestuia pe mai multe reazeme elastice mai ales prin prisma faptului că, spre deosebire de fundațiile structurii de rezistență a clădirii, terenul de fundare a constat în umplutură și nu în roca de bază.

4.2. Descriere constructivă

Radierul este o structură executată monolit, din beton armat, cu dimensiunile în plan 34.10 x 11.25 m. Grosimea acestuia este 50 cm în zona canalelor tehnice și 80 cm în rest (figura 4.1). Pentru evacuarea apei de la turbine au fost prevăzute patru goluri circulare cu diametrul de 2.35 m. De asemenea, pentru a evacua apele sau uleiul rezultate în urma defecțiunilor a fost prevăzut un canal cu lungimea de 27 m, lățimea de 30 cm și adâncimea de 60 cm. Fundarea radiatorului se face pe umplutură din balast compactat 95 % Proctor, umplutură așezată pe roca de bază, alcătuită din andezite. Reazemul în dreptul canalului de evacuare este unul rigid, realizat prin încastrare. Prinderea turbinelor se va face ulterior, după montarea conductei de aducțiune.

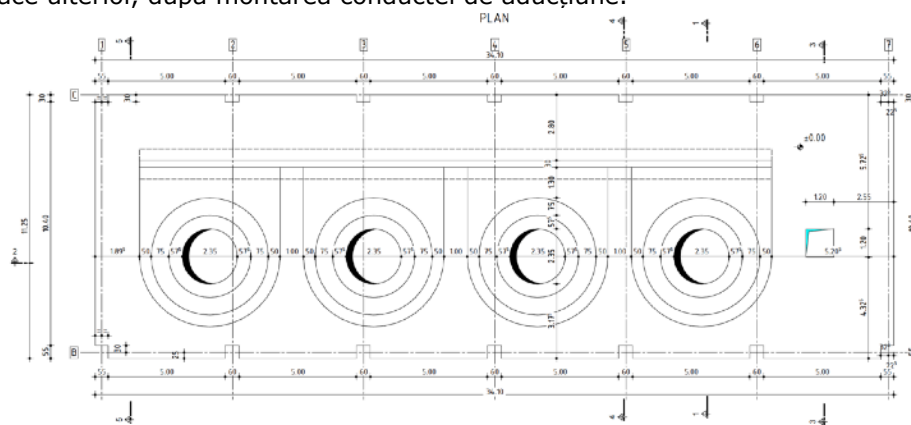


Figura 4.1. Radier turbine (MHC Săpâța)

4.3. Încărcări de calcul și combinații de încărcări

Greutatea turbinelor **T = 277.28 kN**

Greutatea turbinelor se aplica sub forma unor încărcări concentrate în nodurile de discretizare a rețelei elementelor bidimensionale (figura 4.2)

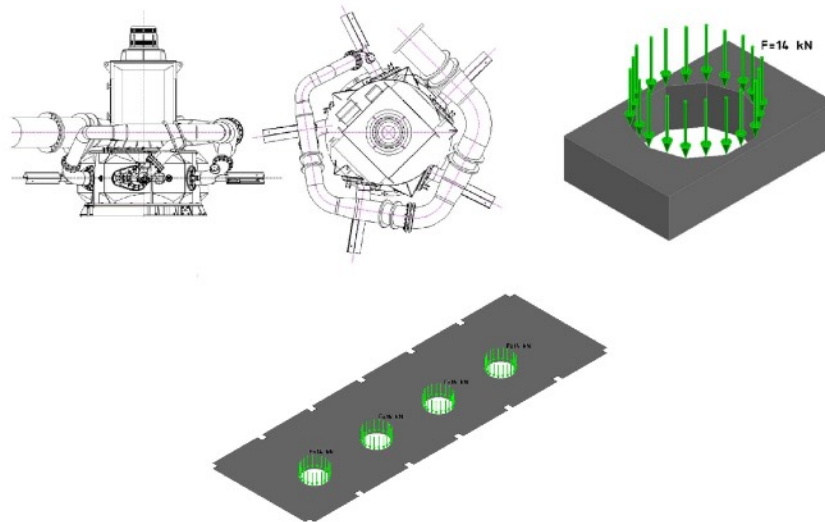


Figura 4.2. Distribuție încărcări din masa turbinelor

Sarcina utila la nivelul radierului

În condiții de exploatare normală se consideră suficientă încărcarea $Q = 300 \text{ kg/m}^2$ aplicată pe întreaga suprafață a radierului. Schema de încărcare se poate observa în figura 4.3.

Având în vedere ca furnizorul turbinelor a specificat că în stare normală de funcționare normală turbinele nu transmit vibrații fundației, calculul la acțiuni dinamice nu este necesar. În cazuri speciale, când pot surveni defecțiuni, stabilitatea este asigurată de greutatea radierului.

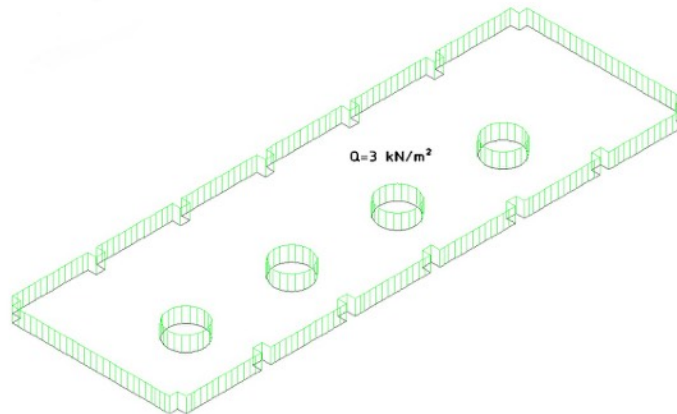


Figura 4.3. Distribuția încărcării utile Q

Combinății de încărcări

$$1.35 G + 1.35 T$$

$$1.35 G + 1.35 T + 1.5 Q, \text{ unde:}$$

G - greutatea proprie a radierului

T - greutatea turbinelor

Q - încărcarea utilă

4.4. Calcul static și analiza stării de eforturi în radier

Având în vedere că pardoseala din interiorul centralei este deasupra cotei terenului natural, radierul a fost realizat în umplutură din balast compactat pentru a asigura un pat de fundare stabil. Fundațiile cadrelor de rezistență și canalul de evacuare a apei au fost rezemate direct pe roca de bază, prin intermediul unui beton simplu de umplutură de clasă C8/10, astfel în schema statică trebuiau introduse rezeme elastice de rigidități diferite (una pentru umplutura granulară, alta în dreptul canalului de evacuare fundat pe roca de bază). Forma și dimensiunile în plan ale radierului se pot vedea în figura 4.4.

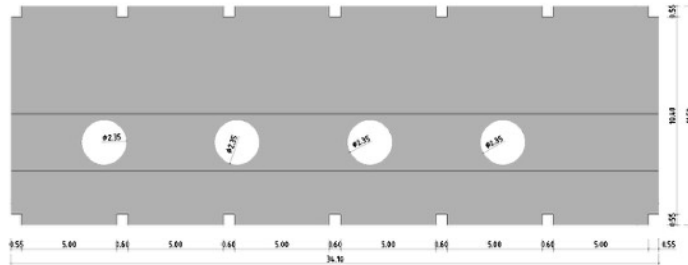


Figura 4.4. Radier din beton armat

Radierul are grosimea de 80 cm, cu variații în zona inelelor de prindere a turbinelor și a zonei de colectare a apei și a uleiului în cazul reparațiilor sau avariilor. În calculul static placa se consideră ca având grosimea constantă de 80 cm, iar în zonele unde grosimea secțiunii scade s-au efectuat verificări suplimentare și îndesirea barelor de armătură. Datorită celor două rigidități ale patului de fundare și a încastrării la nivelul pereților canalului de evacuare calculul static s-a condus după două modele de calcul: un model simplificat (figura 4.5) în care patul elastic de fundare tip Winkler are rigiditatea constantă, iar la muchiile de intersecție cu pereții canalului de evacuare s-au prevăzut reazeme fixe în nodurile rețelei de discretizare, și un model mai complex care înglobează canalul de evacuare (figura 4.6), iar radierului acestuia i se aplică un alt reazem elastic, cu o rigiditate mult mai mare.

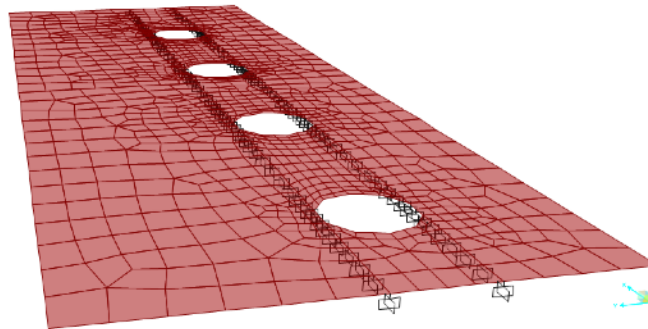


Figura 4.5. Model de calcul simplificat

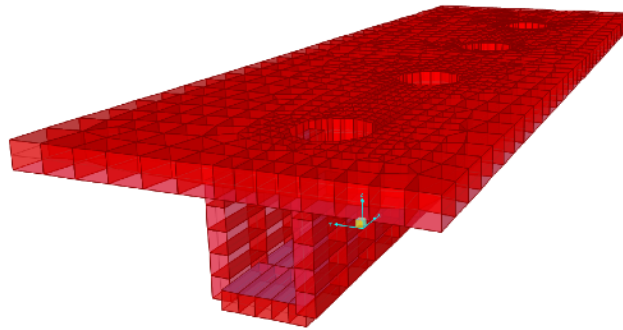


Figura 4.6. Model de calcul ce include canalul de evacuare

Calculul static a fost realizat luând în considerare mai multe rigidități ale resorturilor tip Winkler pentru radierul principal (tabelul 4.1), în timp ce la nivelul radierului canalului de evacuare patul elastic a avut o valoare constantă de 500000 kN/m³. În urma calculului static se vor compara valorile eforturilor în funcție de rigiditatea patului de fundare. În determinarea rigidităților patului de fundare s-a luat ca reper relația lui Vesic, din care, pentru un modul de deformare liniară (E) de 30000 kPa (afereță umpluturii granulare) a rezultat rigiditatea K_s=30000 kN/m³. Suplimentar s-a analizat comportarea radierului pentru mai multe valori ale rigidității patului de fundare (tabel 4.1).

$$K_V = \frac{0.65}{B} \cdot \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot \sqrt[12]{\frac{E \cdot B^4}{E_b I}}$$

E – modulul de deformare liniară a terenului de fundare
 E_b - modulul de elasticitate al materialului fundației
 I – momentul de inerție al secțiunii transversale
 ν - coeficientul lui Poisson
 B – lățimea secțiunii transversale a fundației

În tabelul 4.1 se prezintă valorile eforturilor încovoietoare maxime, M₁₁ și M₂₂ fiind momentele încovoietoare obținute pentru modelul de calcul format din ansamblul radier - canal de evacuare. Eforturile de încovoiere pentru modelul simplificat au fost semnificativ mai mici datorită încastrării la nivelul pereților canalului de evacuare.

Tabelul 4.1 - Eforturi de încovoiere

Ks [kN/m/m/m]	M11 (+) [kNm]	M11 (-) [kNm]	M22 (+) [kNm]	M22 (-) [kNm]
15000	166,198	429,138	62,472	441,541
20000	122,222	337,346	53,113	348,238
25000	93,972	276,476	47,078	286,457
30000	81,314	232,747	50,232	242,206
35000	74,48	199,594	52,59	208,863
40000	69,08	173,466	54,405	183,358
45000	64,684	152,266	55,834	167,052
50000	61,024	134,67	56,97	153,455
70000	50,863	88,902	59,789	115,572

Astfel, calculele de dimensionare s-au realizat doar pe modelul ce include canalul de evacuare, prin care legătura dintre acesta și radier este modelată mai aproape de realitate. În figurile 4.7-4.10 se prezintă diagramele de efort încovoiător pentru cele două modele de calcul, ambele cu rigiditatea patului elastic de 35000 kN/m³.

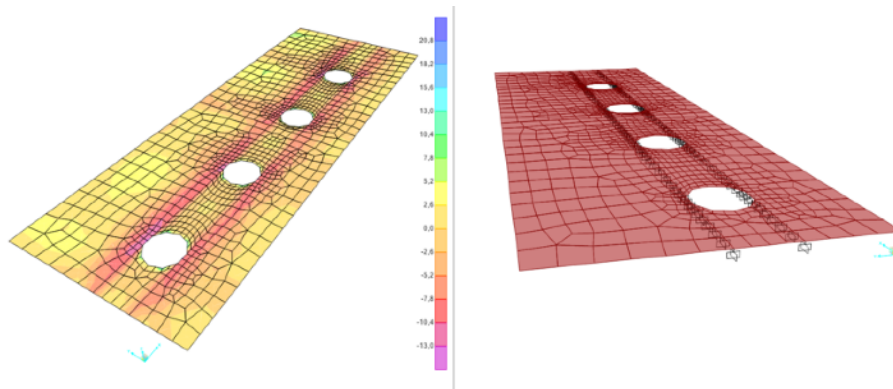


Fig. 4.7. Diagrama de momente încovoiătoare M11 - model simplificat - $K_s = 35000$ kN/m³

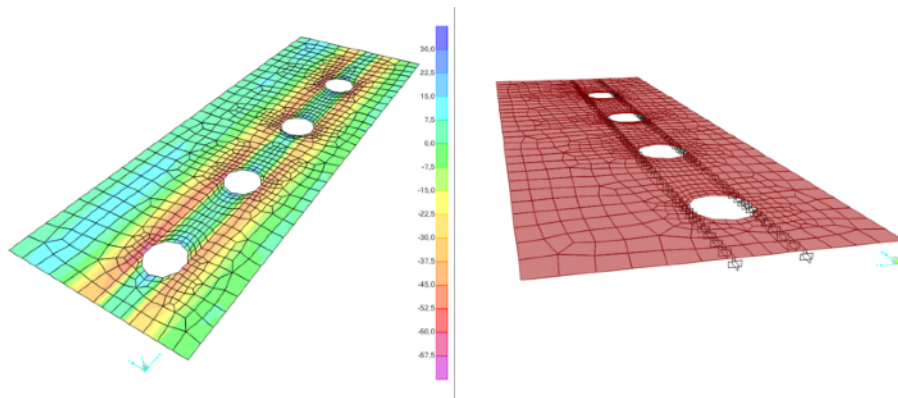


Fig. 4.8. Diagrama de momente încovoietoare M_{22} - model simplificat - $K_S = 35000 \text{ kN/m}^3$

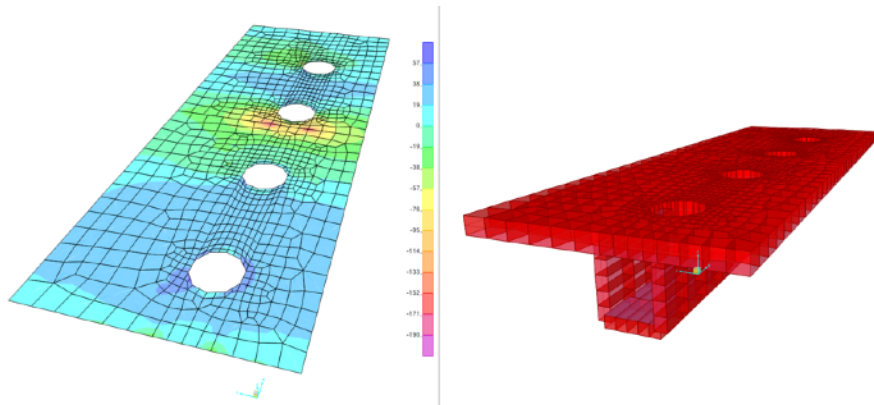


Fig. 4.9. Diagrama de momente încovoietoare M_{11} - ansamblu - $K_S = 35000 \text{ kN/m}^3$

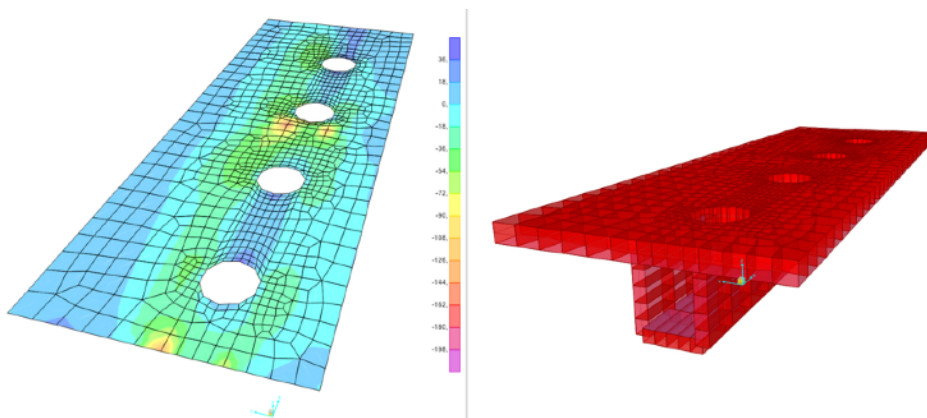


Fig. 4.10. Diagrama de momente încovoietoare M_{22} - ansamblu - $K_S = 35000 \text{ kN/m}^3$

4.5. Dimensionare și concluzii

Calculul ariilor de armătură a fost realizat pe ansamblul structural, în baza eforturilor prezentate în tabelul 4.1. Având în vedere diferențele mari între valorile eforturilor, s-a stabilit că radierul nu poate fi dimensionat separat de canalul de evacuare deoarece prin simplificarea rezemării la nivelul pereților canalului de evacuare nu se respectă deformația structurii în ansamblu. Deși canalul de evacuare este fundat, prin beton de umplutură, pe un strat de rocă, acesta are posibilitatea unei mici tasări. Variația eforturilor de încovoiere în funcție de rigiditatea reazemului elastic tip Winkler se prezintă în figurile 4.11-4.14.

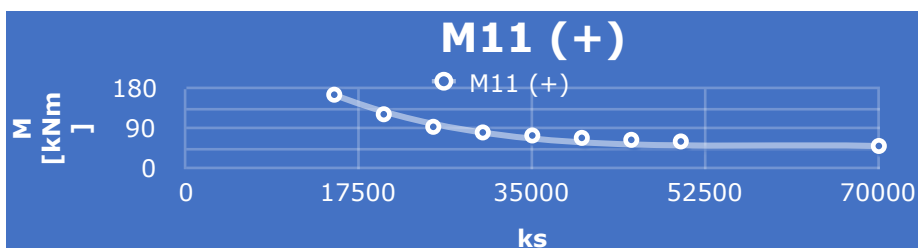


Fig. 4.11. Variația momentului încovoietor (M11) - Întindere

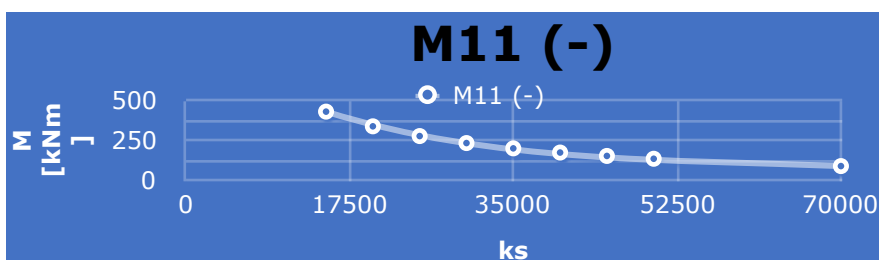


Fig. 4.12. Variația momentului încovoietor (M11) - Compresiune

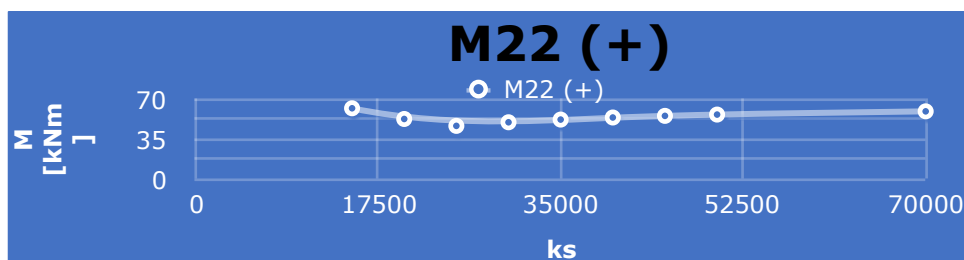


Fig. 4.13. Variația momentului încovoietor (M22) - Întindere

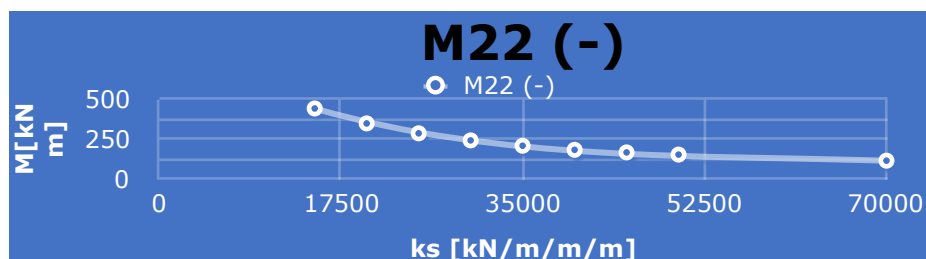


Fig. 4.14. Variația momentului încovoietor (M22) - Compresiune

Din figurile 4.11-4.14 se observă că dată cu creșterea în medie a rigidității reazemului elastic cu aproximativ 20%, eforturile de încovoiere scad cu circa 15% față de valoarea inițială obținută pentru cea mai mică valoare a rigidității patului de fundare.

Prin abordarea de calcul prezentată anterior, adică proiectarea unui radier elastic în umplutură, s-a redus volumul necesar de beton cu aproximativ 80 m³, în același timp scurtându-se timpul necesar execuției celor două elemente structurale (radier și canal de evacuare) prin eliminarea rosturilor și reducerea volumului necesar de beton.

5 Placă pe mediu elastic Kerr și Pasternak – Kerr - Studiu de caz

1. Introducere

Prezentul studiu de caz cuprinde calculele statice liniare premergătoare dimensionării unei plăci din beton armat tip radier, rezemată pe un mediu elastic folosind programul de calcul SAP 2000. Scopul acestui studiu este de a analiza comportarea elementului din beton în cazul mai multor modele de calcul a mediului elastic – Kerr, Pasternak – Kerr și Winkler - și compararea acestora cu mediul elastic continuu solid realizat din elemente prismatice definite direct prin caracteristici elastice de material. Prin acest studiu de caz se urmărește aportul și acuratețea acestor medii elastice în calculele specifice de dimensionare din cadrul proiectării curente. Reazemele elastice tip Kerr și Pasternak - Kerr sunt atractive prin flexibilitatea adusă de parametrii suplimentari care definesc matematic aceste reazeme, aplicate în prima fază grinzilor pe mediu elastic [5.8][5.9].

Modelarea terenului de fundare prin aceste procedee ar conduce la o distribuție a eforturilor și la o stare de deformație mai apropiate de realitate decât în cazul folosirii resorturilor de tip Winkler [5.2][5.6] (cel mai frecvent folosit mediu elastic în proiectarea structurală). Datorită faptului că acuratețea acestei modelări a fost pusă în discuție [5.7], mai ales în cazul structurilor speciale, De asemenea, folosirea elementelor relativ simple în cadrul programelor de calcul conduc la folosirea de resurse scăzute în dimensionarea construcțiilor complexe.

În prezentul capitol se studiază comportarea unei plăci din beton armat de lungime 5 m, lățime 4 m și o grosime de 25 cm rezemată pe un mediu elastic Kerr, Pasternak – Kerr și Winkler, relativ la mediul elastic omogen modelat sub forma elementelor solide. În cele ce urmează se descriu etapele aferente unui astfel de calcul precum și tipul elementelor folosite în cadrul programului SAP 2000 [5.3]. Relațiile de calcul pentru determinarea mediului elastic de tip Pasternak determinate de Asrat Worku [5.1]. Principala provocare în cazul acestui gen de calcul este integrarea directă a parametrilor în programele de calcul și de a elimina

neconvergențele și erorile de calcul datorate modelării spațiale a plăcilor din beton armat. Dezvoltarea ulterioară a acestor relații și algoritmi de calcul poate lua direcția cuvelor, chesoanelor sau a radierelor cu tipuri multiple de solicitări, de exemplu ale hidrocentralelor sau ale unor recipient de lichide.

Sinteza rezultatelor cuprinde prezentarea stării de deformație și variația principalelor eforturi din placa din beton. Analiza acestora include comparații ale rezultatelor cu cele în cazul mediului elastic omogen bazat pe teoria elasticității, cât și modelul simplificat Winkler.

5.2. Prezentare model structural (static)

Placa din beton rezemată pe mediul elastic are dimensiunile în plan 5 x 4 m (L x B) și grosimea de 25 cm, constantă pe întreaga deschidere a plăcii (fig. 5.1). Elementul prin care se modelează placa este de tip shell, adică elemente de tip bidimensional, cu 4 noduri (fiecare cu 6 grade de libertate) pentru care se aplică teoria plăcilor subțiri (Kirchoff – Love).

Placa din beton - Element de placa tip Shell

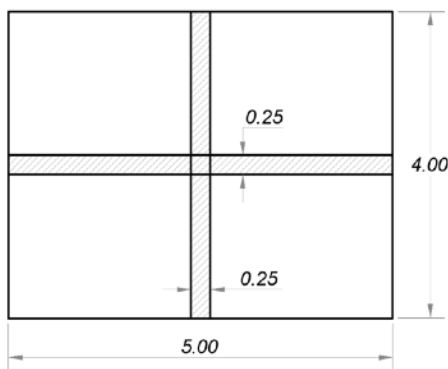


Figura 5.1. Placă din beton

Pentru prezentul studiu s-au considerat cinci cazuri de încărcare (fig. 5.2 – 5.6) și anume:

- Cazul 1 – Solicitare distribuită pe conturul plăcii, pe lățimea de 20 cm, simulând un perete din beton cu înălțimea de 3 m;
- Cazul 2 – Solicitare concentrată din stâlp, în centrul plăcii, solicitare ce se distribuie pe o arie de 30 x 40 cm;
- Cazul 3 – Solicitare uniform distribuită pe jumătate din suprafața plăcii;
- Cazul 4 – Solicitare uniform distribuită repartizată pe un sfert din suprafața plăcii;
- Cazul 5 – Solicitare distribuită uniform pe întreaga suprafață a plăcii.

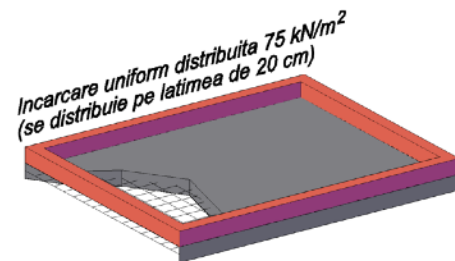


Figura 5.2. Cazul 1 de încărcare

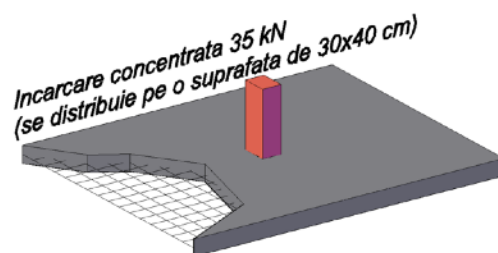


Figura 5.3. Cazul 2 de încărcare

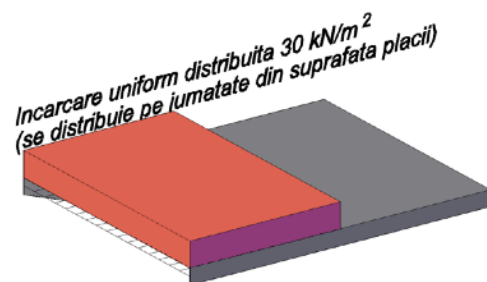


Figura 5.4. Cazul 3 de încărcare

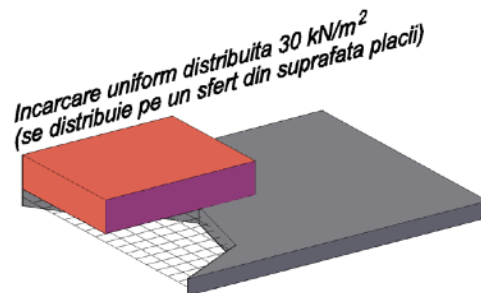


Figura 5.5. Cazul 4 de încărcare

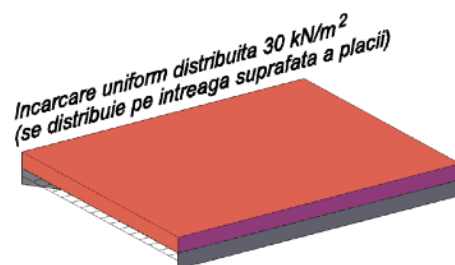


Figura 5.6. Cazul 5 de încărcare

Solicitările se aplică în nodurile rețelei de discretizare, ca forțe concentrate. De asemenea, fiecare caz de încărcare ține cont de greutatea elementului din beton. Combinațiile de încărcare se generează pentru fiecare caz de încărcare în parte prin adăugarea greutății proprii a elementului din beton cu factor de multiplicare 1. Având în vedere că forțele nodale aplicate în fiecare caz de încărcare sunt definite unitar, prin combinațiile de încărcare se multiplică cu valoarea lor reală determinată pentru fiecare nod în parte.

În ceea ce privesc caracteristicile de material, betonul se consideră de clasă C25/30, având modulul de elasticitate $E = 32500 \text{ N/mm}^2$ și coeficientul Poisson $\nu = 0.2$.

5.3. Calculul reazemelor elastice

În prezenta lucrare s-au luat în calcul patru modele pentru mediul elastic aferent terenului de fundare, și anume modelul Kerr, modelul Pasternak – Kerr, patul elastic continuu din elemente tridimensionale și modelul Winkler. Având în vedere că patul elastic continuu are la bază introducerea directă a caracteristicilor de material și este cel mai apropiat de realitate dintre cele patru, acesta va fi comparat în mod direct cu modelele Kerr, respectiv Pasternak – Kerr. Rezultate vor fi de asemenea comparate cu datele de ieșire rezultate în urma folosirii resorturilor simple de tip Winkler, acesta din urmă fiind cel mai folosit principiu de calcul prin prisma simplității sale.

5. Modelul Kerr și Kerr (H)

Modelul Kerr, păstrând notațiile din relațiile calibrate de Asrat Worku [5.1], aplicat plăcii de beton descrisă anterior, se prezintă în figura 5.7.

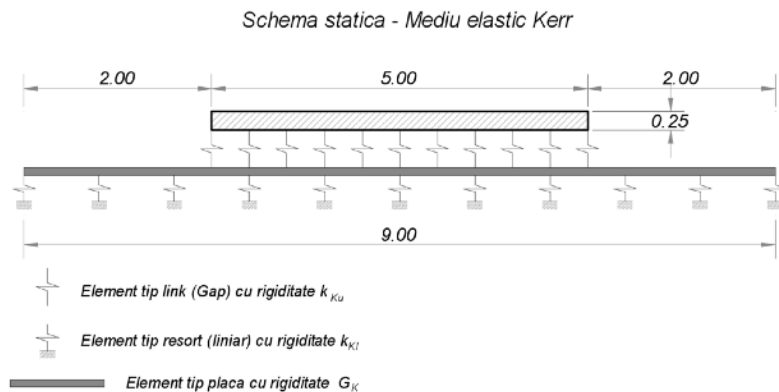


Figura 5.7. Model Kerr

Elementele de tip gap reprezintă resorturi liniare compresibile, în timp ce elementele de la bază reprezintă resorturi tip Hook încastrate la bază. Deoarece încărcările sunt exclusiv după direcția gravitațională, singura diferență dintre cele două paturi de resorturi este posibilitatea atribuirii unui spațiu între element și resort. Practic se pot introduce tasări sau domenii în care rigiditatea elementului de reazem nu intră în calcul. Elementul de tip placă a fost modelat cu același element de tip shell, exact ca în cazul plăcii din beton, dar cu anumiți parametri modificați: masa acestui element devine nulă, iar modulul de rigiditate G_K , calculat cu relația de mai jos, este impus. Mai multe lucruri despre proprietățile materialului și posibilitățile calibrării acestora se vor expune în capitolul ce descrie calculele eforturilor și deplasărilor. Astfel, rigiditățile se calculează cu relațiile:

$$k_{Ku} = \frac{E}{(0.46 - 0.18\nu)\chi B} \quad (5.1)$$

$$k_{Kl} = \frac{E}{(0.54 - 0.26\nu)\chi B} \quad (5.2)$$

$$G_K = T = \frac{0.33 - 0.15\nu}{0.14 - 0.11\nu} G\chi B \quad (5.3)$$

Unde:

E – modulul de deformație liniară al terenului de fundare;

ν – coeficientul Poisson al terenului de fundare;

B – lățimea fundației la nivelul tălpii;

$\chi = H/B$, H fiind grosimea stratului compresibil.

În cazul în care calculul se conduce în funcție de grosimea H a stratului continuu de rezemare, caz notat ulterior Kerr (H), (pentru compararea cu modelul rezemat pe mediu continuu solid), relațiile (5.1), (5.2) și (5.3) sunt:

$$k_{Ku} = \frac{E}{(0.46 - 0.18\nu)H} \quad (5.4)$$

$$k_{Kl} = \frac{E}{(0.54 - 0.26\nu)H} \quad (5.5)$$

$$G_K = T = \left(\frac{0.33 - 0.15\nu}{0.14 - 0.11\nu} \right) GH \quad (5.6)$$

Unde:

E – modulul de deformație liniară al terenului de fundare;

ν – coeficientul Poisson al terenului de fundare;

B – lățimea fundației la nivelul tălpii;

H – grosimea stratului continuu.

5.4. Modelul Pasternak – Kerr

Modelul Pasternak – Kerr reduce reazemul elastic la doi parametric, k_P și G_P , așa cum se prezintă în figura de mai jos (fig. 5.8).

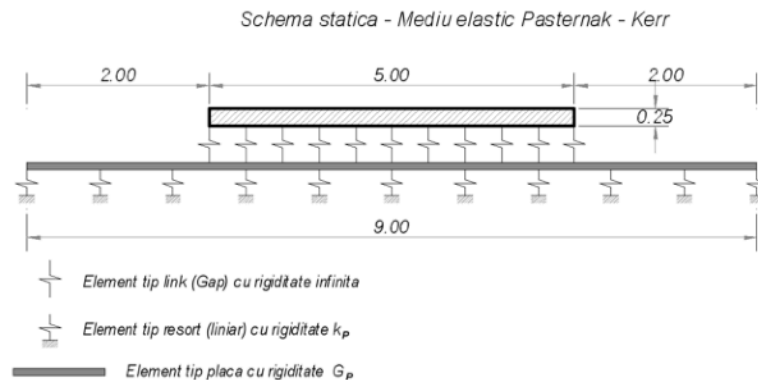


Figura 5.8. Model Pasternak – Kerr

Pentru a păstra legătura plăcii din beton cu stratul de separație de rigiditate G_P , dar în același timp transmiterea rigidă a încărcărilor, elementele de tip link ce leagă cele două elemente va avea rigiditate infinită. În cazul în care planurile celor două elemente de tip placă au noduri comune, riscul de a avea erori și de a avea un calcul cu o secțiune compusă de placă este mare. Prin urmare autorul recomandă separarea celor două elemente prin legături parametrizabile (link). Rigiditățile k_P , respectiv G_P , se calculează cu relațiile (5.7) și (5.8).

$$k_P = \frac{(0.4\nu + 0.67)E}{\chi B} \quad (5.7)$$

$$G_p = (1.36\nu + 2.28)G\chi B \quad (5.8)$$

Unde:

E – modulul de deformare liniară al terenului de fundare;

ν – coeficientul Poisson al terenului de fundare;

B – lățimea fundației la nivelul tălpii;

$\chi = H/B$, H fiind grosimea stratului compresibil.

5.4.Reazemul elastic continuu (solid)

Reazemul elastic continuu este format din elemente prismatice (cub în exemplul de față) isoparametrice cu 8 noduri și 9 moduri incompatibile de încovoiere [5.3]. Modelul isoparametric oferă rezultate mai bune cu elemente de formă non rectangulară, însă în acest caz patul elastic format din elemente de tip cub se consideră satisfăcător. Având în vedere că deformarea patului elastic sub greutatea proprie influențează în mod direct deplasările și eforturile din elementul de tip placă, greutatea specifică a materialului ce alcătuiește patul elastic este nulă.

Schema statica - Mediu elastic omogen

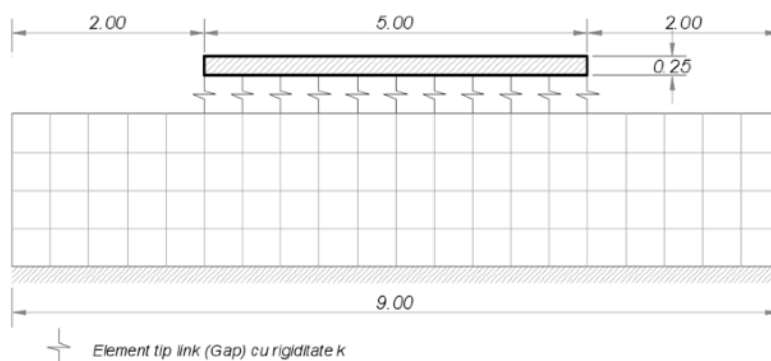


Figura 5.9. Model structural cu pat elastic continuu

În figura 5.9 se prezintă schema statică ce formează acest model de calcul cu pat continuu. Grosimea acestuia este de 1 m și reprezintă stratul considerat compresibil pentru exemplul de față. Grosimea patului elastic este aceeași cu valoarea H a modelelor prezentate anterior. La baza elementelor de reazeme se aplică constrângeri nodale de tip reazem articulat. Modelarea acestui tip de reazem prin diferite grosimi ale patului elastic conduce la rezultate diferite (deformații și eforturi) datorită posibilității sporite de deformare după direcția gravitațională.

Celelalte proprietăți de material introduse în calcule sunt modulul lui Young (modulul de deformare liniară asociat stratului terenului de fundare) și coeficientul Poisson. De asemenea poate fi luată în calcul rezistența admisibilă a terenului de fundare sau pot fi introduse curbe de material pentru eventuale calcule neliniare statice sau dinamice. Pentru un calcul de tasare se pot introduce cazuri speciale de încărcare în cadrul unei analize neliniare, inclusiv o stare inițială de eforturi.

Placa din beton este legată prin noduri cu elemente compresibile de tip legătură (link) la fel ca și în cazul modelelor anterioare. Materialul ce alcătuiește patul elastic este considerat omogen. În calculele uzuale de dimensionare se pot lua în calcul straturi ale acestuia cu proprietăți de material diferite.

5.4. Modelul Winkler

Modelul Winkler reprezintă un singur pat de resorturi (figura 5.10), pat ce are ca rigiditate raportul dintre forța aplicată și deplasarea nodului aferent.

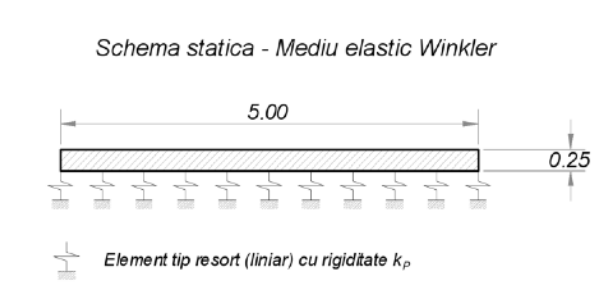


Figura 5.10. Model Winkler

Calculul rigidității acestui pat de resorturi s-a calculat cu relația lui Biot [5.6]:

$$K_{sB} = \frac{0.95 \cdot E}{1 - \nu^2} \cdot \left(\frac{B^4 \cdot E}{(1 - \nu_s^2) \cdot E_b \cdot I} \right)^{0.108} \quad (5.9)$$

- E – modulul de deformație liniară a pământului
- E_b – modulul de elasticitate a betonului din fundație
- I – momentul de inerție al secțiunii transversale
- ν - coeficientul lui Poisson al materialului fundației
- ν_s - coeficientul lui Poisson al pământului

B – lățimea secțiunii transversale a fundației

5.5. Calcul static și rezultate

În calculul static s-au luat în considerare cazurile de încărcare prezentate la punctul 5.2, pentru 6 module de deformație liniară diferite și 2 coeficienți Poisson în vederea simulării a 6 tipuri diferite de teren. Valorile modurilor de deformație liniară (E) au valori între 10000 kPa și 100000 kPa, valorile extreme fiind asociate unui teren foarte moale, respectiv un teren tare. De notat faptul că, deși un teren cu modulul de deformație liniară de aproximativ 10000 kPa nu prea este întâlnit în practică, în cazul de față este necesar pentru studiul algoritmilor de calcul, deoarece calibrările exclud în general astfel de valori. În tabelele 5.1, 5.2 și 5.3 se prezintă

valorile de calcul ale coeficienților și rigidităților din modelele de rezemare prezentate anterior, în funcție de valorile modului E.

Tabelul 5.1. Valori de calcul pentru rigidități

E [kN/m ²]	ν	Kerr			Kerr (H)			Pasternak - Kerr	
		kKu	kKI	GKt	kKu	kKI	GKt	kp	GP
10000	0,35	4269	3775	59740	25190	22270	10130	1373	60220
15000	0,35	6404	5662	89610	37780	33410	15190	2059	90340
20000	0,35	8539	7550	119500	50380	44540	20250	2746	120400
25000	0,35	10670	9437	149400	62970	55680	25310	3432	150600
30000	0,35	12810	11320	179200	75570	66820	30380	4119	180700
100000	0,4	43680	38870	592600	257700	229400	100400	14070	595199

Tabelul 5.2. Valorile rigidităților aplicate în nodurile rețelei de discretizare a plăcii

Kerr/nod			Kerr (H)/nod			Pasternak - Kerr/nod	
kKu	kKI	GKt	kKu	kKI	GKt	kp	GP
40,83	36,87	59740	240,94	217,53	10130	13,41	60220
61,25	55,31	89610	361,36	326,35	15190	20,11	90340
81,67	73,75	119500	481,87	435,07	20250	26,82	120400
102,06	92,18	149400	602,30	543,88	25310	33,52	150600
122,53	110,57	179200	722,81	652,70	30380	40,23	180700
417,79	379,68	592600	2464,85	2240,78	50630	137,44	595199

Tabelul 5.3. Rigidități Winkler (Biot)

E [kPA]	ν	Winkler	
		K	K/nod
10000	0,35	14720	141
15000	0,35	23070	221
20000	0,35	31740	304
25000	0,35	40640	389
30000	0,35	49730	476
100000	0,4	198200	1896

Valorile din tabelul 5.1 pentru reazemul tip Kerr și Kerr (H) s-au obținut cu ajutorul relațiilor (5.1), (5.2) și (5.3), respectiv (5.4), (5.5) și (5.6) pentru o înălțime $H=1$ m a stratului compresibil, iar valorile rigidităților pentru reazemul tip Pasternak - Kerr cu relațiile (5.7) și (5.8). Valorile din tabelul 2 reprezintă rigiditățile calculate pentru fiecare nod în parte al rețelei de discretizare pentru aplicarea directă a acestora în programul de calcul SAP 2000. În tabelul 5.3 se prezintă rigiditățile calculate cu relația (5.9) pentru mediul elastic tip Winkler.

Modelarea terenului de fundare prin mediul elastic continuu format din elemente solide se face prin definirea a șase materiale diferite, fiecare dintre acestea definit de modulul de deformație liniară E și coeficientul Poisson. Modulul de deformație transversală G este calculate automat în funcție de valoarea lui E .

În cele ce urmează se prezintă modelările specifice fiecărui tip de reazem și simplificările aferente. Având în vedere că eforturile de încovoiere se obțin prin integrarea eforturilor unitare, în prezentarea rezultatelor se va pune accentul pe variația deplasărilor.

5.4. Model de calcul pentru reazem elastic Kerr (H) și Kerr

Modelul de calcul pentru reazemul elastic Kerr (fig. 5.13) este alcătuit din două elemente de tip placă (shell), mai exact radierul din beton cu grosimea de 25 cm și un strat de separație de rigiditate G .

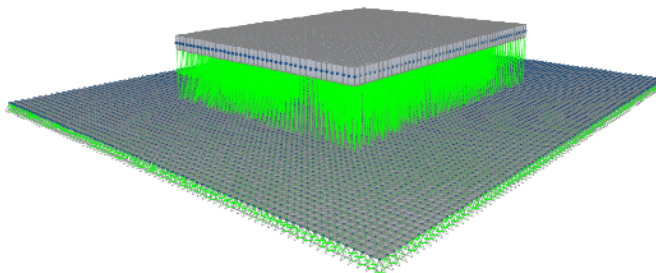


Figura 5.13. Model de calcul pentru reazemul tip Kerr

Ambele elemente sunt discretizate dintr-o rețea de elemente cu dimensiuni 0.1×0.1 m, iar legătura dintre acestea se face prin elemente de legătură (link), așa cum a fost prezentat la punctul 5.3.1. Rigiditățile au fost prezentate în tabelul 5.2 (kKu). Rezemarea stratului de separație de rigiditate G se face cu ajutorul resorturilor liniare de tip Winkler, de asemenea introducând rigiditățile din tabelul 5.2 (kKI). Rigiditatea G se aplică în mod direct elementului bidimensional. Având în vedere că întreaga schemă statică este alcătuită din două elemente legate în elevație prin legături matematice, stratului de separație i s-au aplicat reazeme articulate pe cele 4 laturi pentru a evita neconvergențele. Calculele au arătat că aceste constrângeri nu afectează rezultatele (deplasări sau eforturi) pentru modelele de calcul considerate.

Autorul recomandă dimensiuni în plan ale stratului de separație pe cât posibil egale sau mai mari decât dimensiunea maximă a elementului/structurii modelate.

În urma calculului static linear s-au analizat diagramele de deplasări obținute ca grafic de variație a deplasărilor nodale notate u_3 (cifra 3 reprezentând axa z în sistemul de coordonate locale). Valorile deplasărilor se măsoară după cele două axe de simetrie ale plăcii, unde axa x este paralelă cu latura lungă a plăcii, iar y cu cea scurtă. În graficele din figurile 5.14 și 5.15 se prezintă diagramele de deplasări u_3 pentru cele cinci cazuri de încărcare, după direcțiile x și y pentru rezemarea de tip Kerr (H), iar în figurile 5.16 și 5.17 se prezintă, analog, deplasările pentru cazul rezemului tip Kerr.

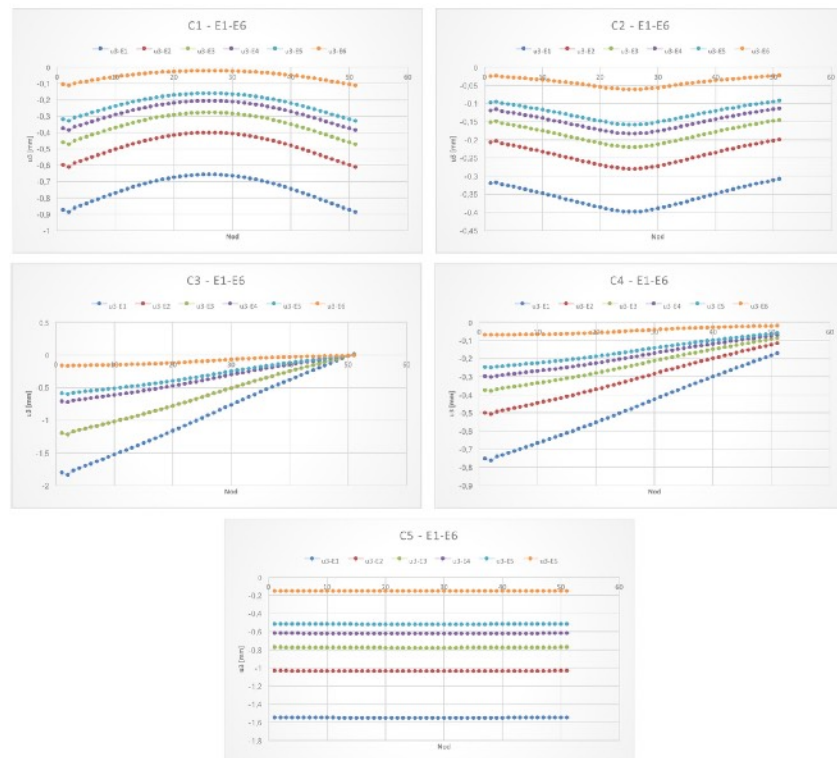


Figura 5.14. Kerr (H) Deplasari u_3 după direcția x [mm]

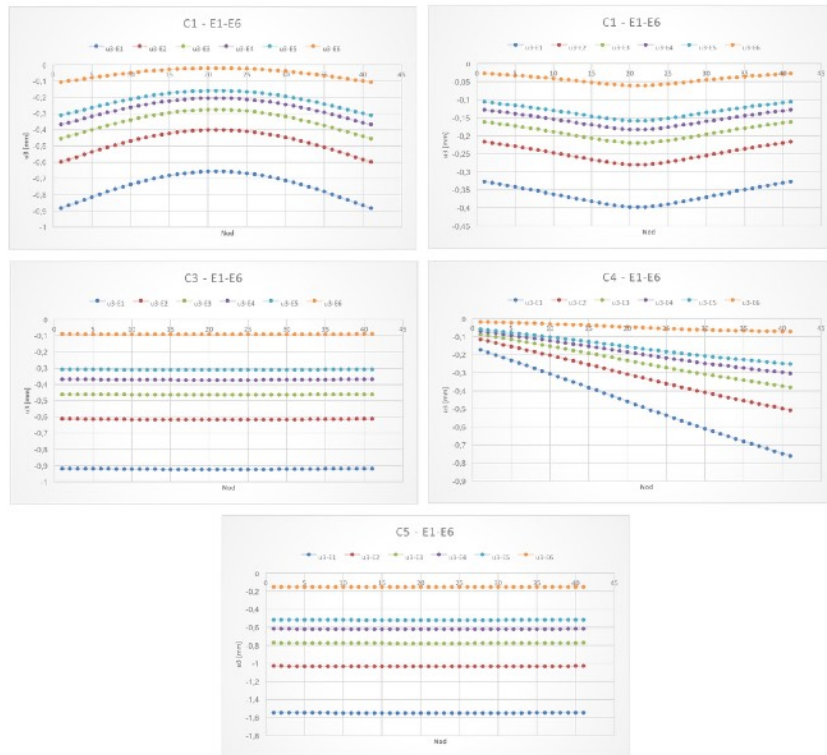


Figura 5.15. Kerr (H) Deplasari u_3 după direcția y [mm]

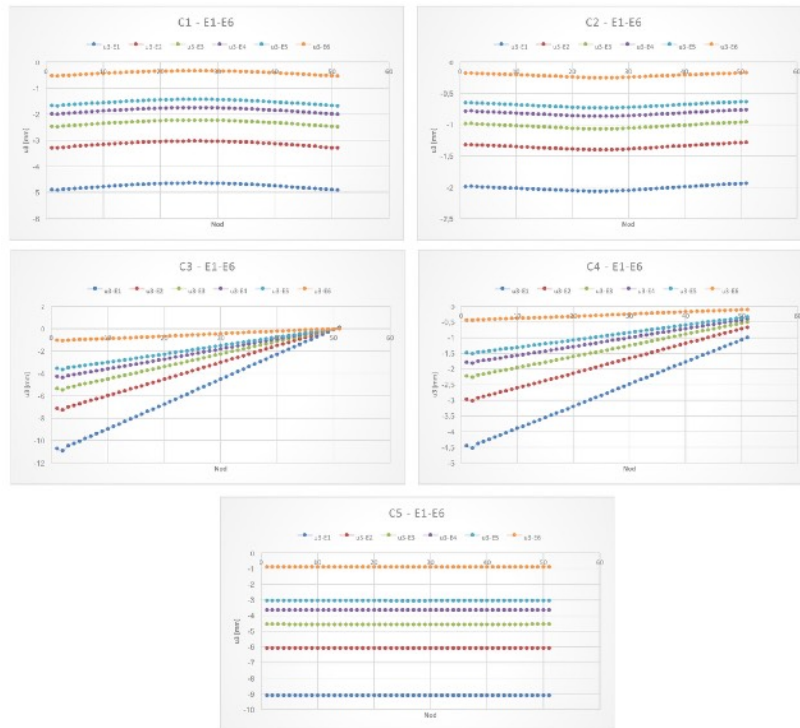


Figura 5.16. Kerr Deplasari u_3 după direcția x [mm]

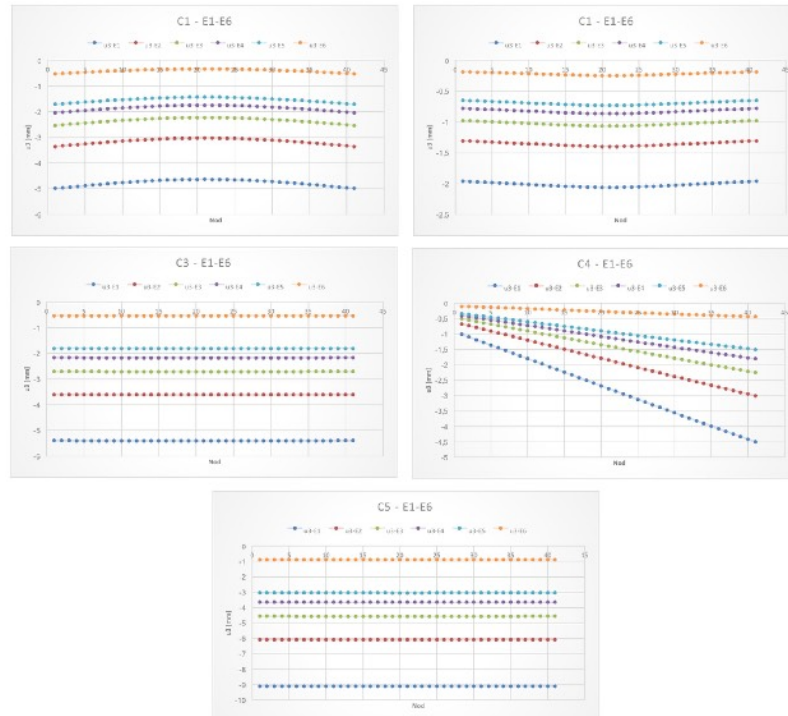


Figura 5.17. Kerr Deplasari u3 după direcția y [m]

5.4. Model de calcul pentru reazem elastic Pasternak - Kerr

În acest caz alcătuirea structurală și elementele componente sunt identice cazului anterior, cu excepția valorilor de calcul pentru rigiditatea kKu , respectiv kKl , a elementelor de legătură dintre radier și stratul de separație. Valorile pentru elementele din stratul kKu sunt infinite (1×10^9), iar pentru kKl sunt conform tabelului 5.2. Prin urmare, prin folosirea acestui model structural se elimină primul strat de resorturi, în cazul extrem radierul din beton poate fi legat prin noduri comune cu stratul de separație. Deoarece acest lucru, în studiul de caz prezentat în această lucrare, ar însemna două elemente de tip placă legate în același plan, este exclusă eliminarea legăturilor. Pentru a păstra însă condiția de transmitere directă a eforturilor, rigiditatea acestora este infinită. În cazul în care stratul de separație este modelat prin elemente prismatice de tip solid, elementele de legătură pot fi eliminate. În graficele din figurile 5.18 și 5.19 se prezintă diagramele de deplasări $u3$ pentru cele 5 cazuri de încărcare, atât pe direcția x, cât și y, direcții ce reprezintă latura lungă, respectiv scurtă a plăcii.

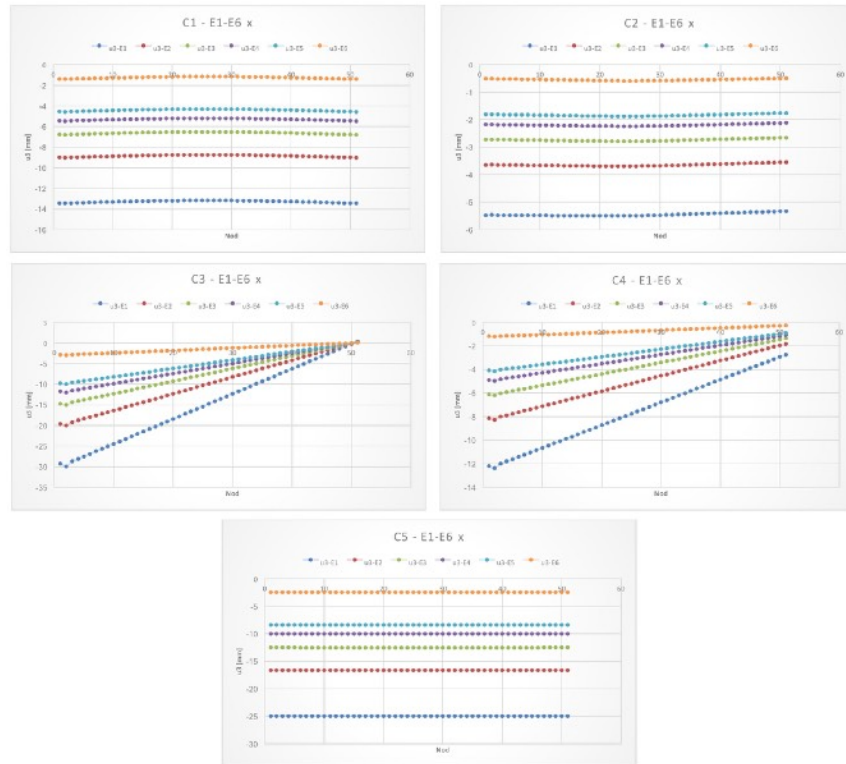


Figura 5.18. Pasternak - Kerr Deplasari u_3 după direcția x [mm]

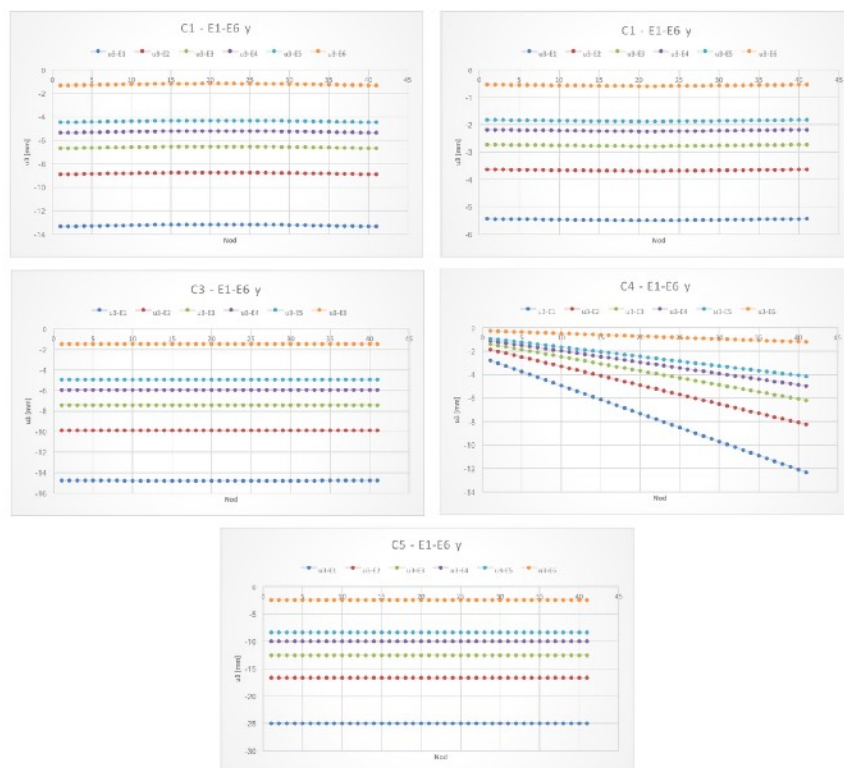


Figura 5.19. Pasternak - Kerr Deplasari u_3 după direcția y [mm]

5.4. Model de calcul pentru reazem elastic continuu

Modelul de calcul (fig. 5.20) este alcătuit din elementul de tip placă (shell) și un pat de fundare realizat din elemente prismatice cu dimensiunile de 0.1x0.1x0.5 m ($L \times B \times H$), grosimea totală a acestuia fiind 1 m, conform celor enunțate la punctul 5.3.3.

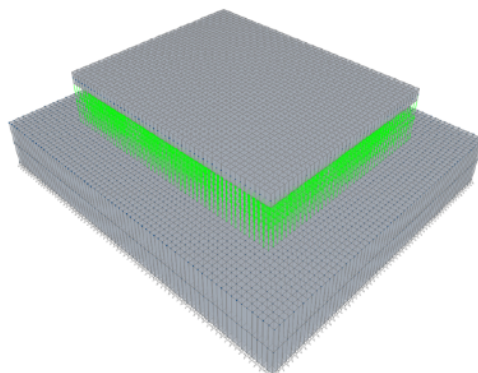


Figura 5.20. Model de calcul pentru reazemul elastic continuu

Legătura dintre radierul din beton și patul de fundare se face prin elemente de tip legătură (link) cu rigiditate infinită (fig. 5.21) pentru a transmite elastic eforturile și deplasările acestuia. Definirea materialului pentru terenul de fundare s-a realizat conform fig. 5.22, cu valorile prezentate anterior.

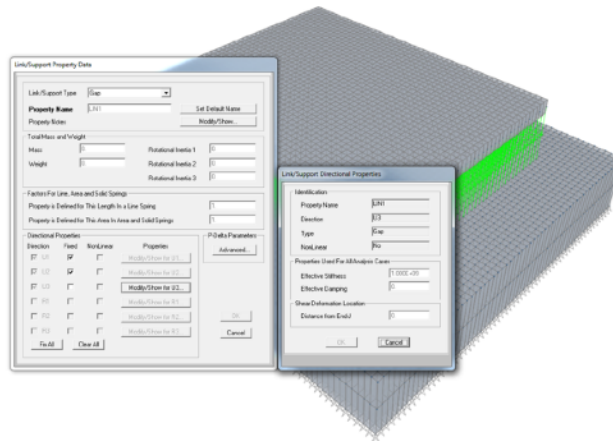


Figura 5.21. Definirea elementelor de legătură

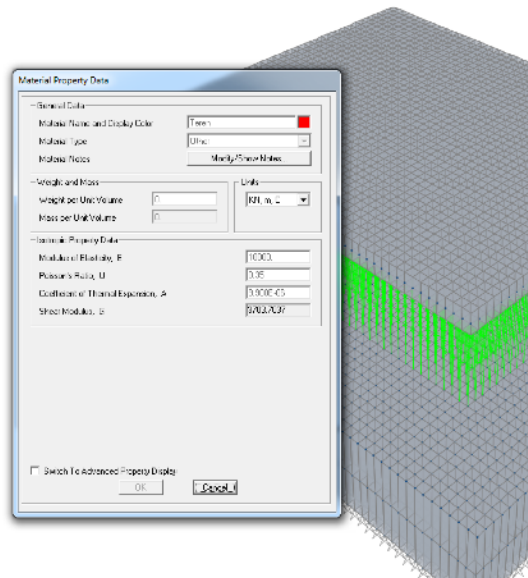


Figura 5.22. Definirea materialului pentru mediul elastic continuu

La baza terenului de fundare s-au aplicat reazeme de tip articulat în nodurile rețelei de discretizare, elevația acestuia rămânând fără constrângeri. În graficele din figurile 5.23 și 5.24 se prezintă diagramele de deplasări u_3 pentru cele cinci cazuri de încărcare, atât pe direcția x, cât și y, direcții ce reprezintă latura lungă, respectiv scurtă a plăcii.

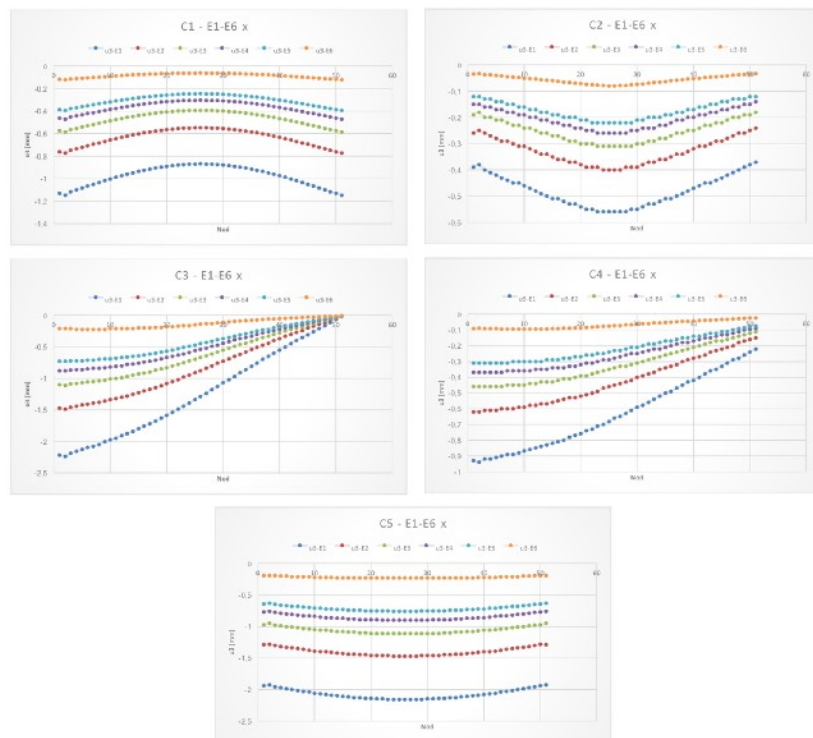


Figura 5.23. Solid Deplasari u_3 după direcția x [mm]

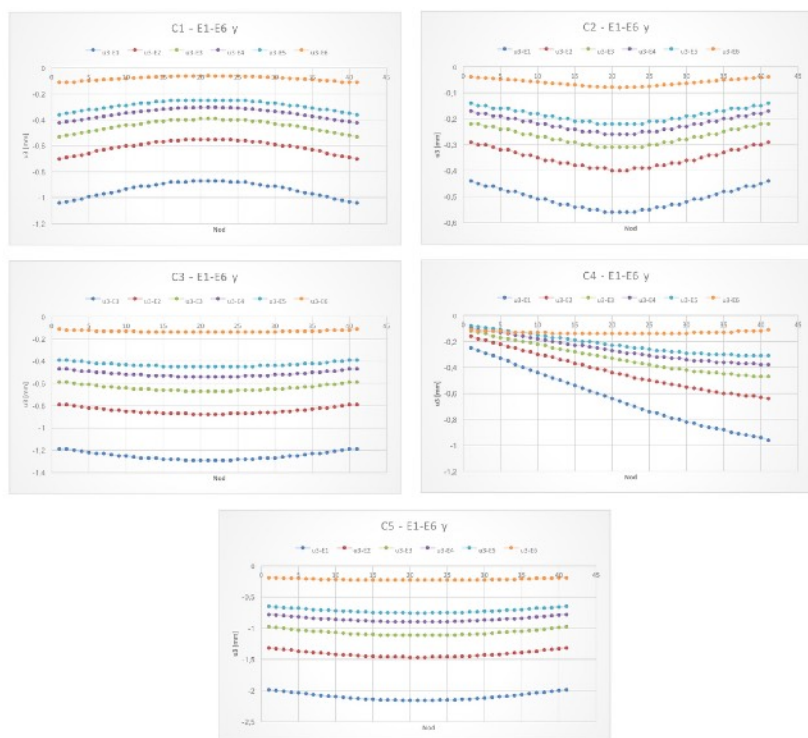


Figura 5.24. Solid Deplasari u_3 după direcția y [mm]

5.4. Model de calcul pentru reazem elastic Winkler

Modelul de calcul este alcătuit din elementul de tip placă aferent radierului din beton, cărui i se aplică elemente de tip resort în nodurile rețelei de discretizare (fig. 5.25).

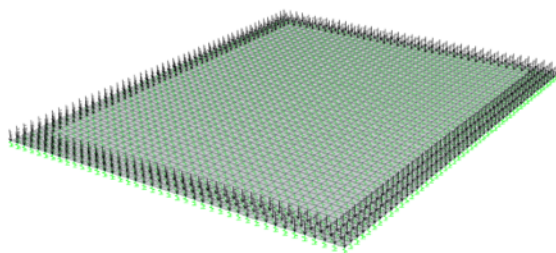


Figura 5.25. Model de calcul pentru reazem Winkler

Rigiditățile resoartelor aplicate în nodurile rețelei au valorile din tabelul 5.3, pentru fiecare modul de deformare liniară considerat. Deși valorile rigidităților

ar trebui să fie diferite pe deschiderea elementului în funcție de încărcarea transmisă și deplasarea rezultată, în prezentul studiu de caz valorile rigidităților se consideră a fi uniforme, aceasta fiind o practică uzuală. În cazul plăcilor această variație ar trebui calculată pentru fiecare caz de încărcare și secțiune transversală a plăcii, lucru care ar reduce semnificativ practicalitatea metodei. În graficele din figurile 5.26 și 5.27 se prezintă diagramele de deplasări u_3 pentru cele cinci cazuri de încărcare, atât pe direcția x , cât și y , direcții ce reprezintă latura lungă, respectiv scurtă a plăcii.

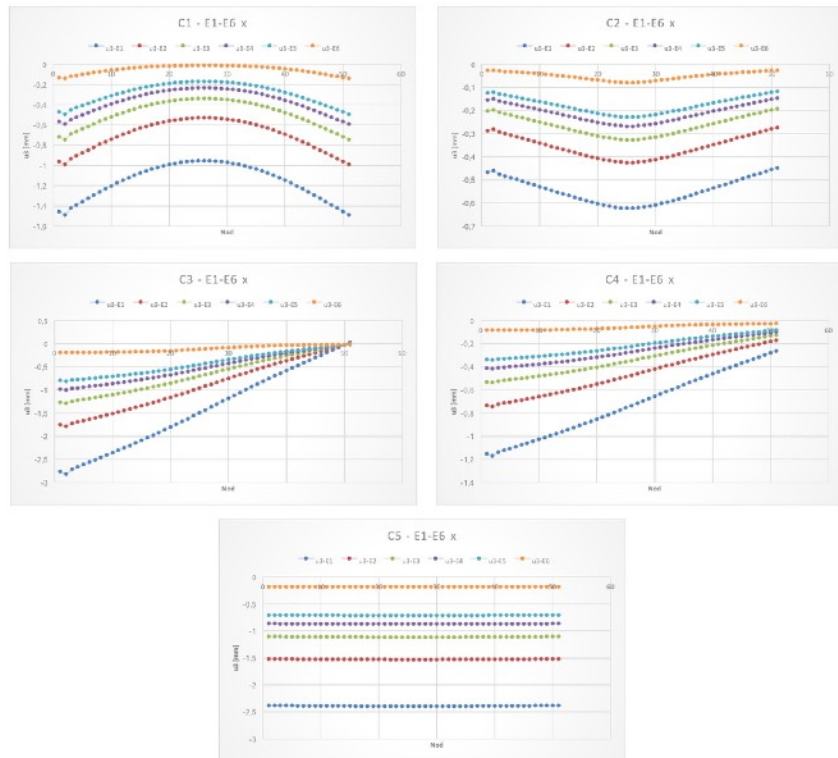


Figura 5.26. Winkler Deplasari u_3 după direcția x [mm]

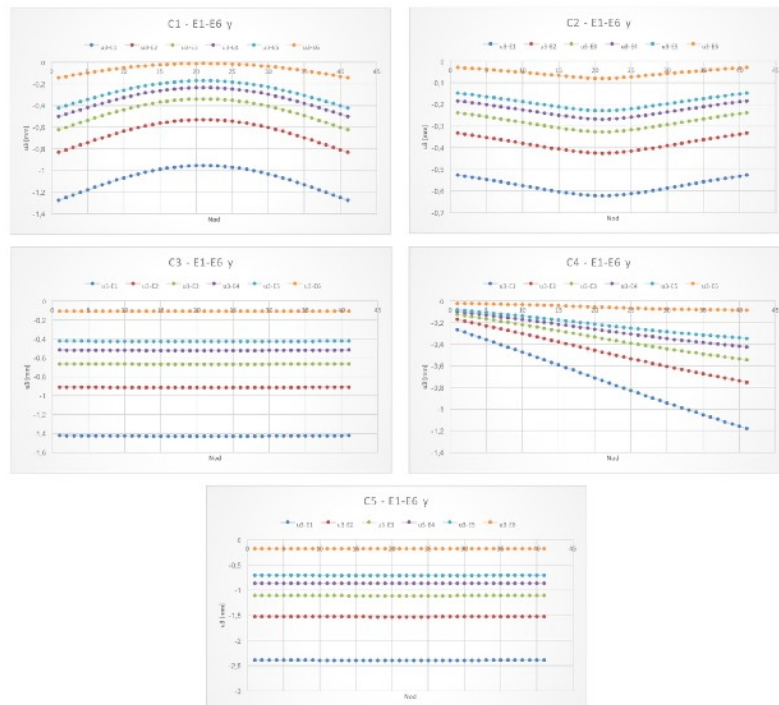


Figura 5.27. Winkler Deplasari u_3 după direcția y [mm]

5.4. Diagrame de eforturi și deplasări

În urma calculului static realizat pe modelele prezentate anterior au rezultat diagrame de deplasări (notate u_3) și eforturi de încovoiere notate m_{11} (direcția x) și m_{22} (direcția y). Pentru exemplificare se suprapun diagramele de deplasări, respectiv eforturi de încovoiere, pentru fiecare caz de încărcare în parte, după cele două direcții (x și y), pentru modulul de deformare liniară notat E_4 . Evidențierea diferențelor rezultatelor pentru fiecare modul de deformare în parte se prezintă la capitolul concluzii.

În graficele fin figurile 5.28 și 5.29 se prezintă variația deplasărilor după direcțiile x și y pentru fiecare caz de încărcare în parte, respectiv variația eforturilor de încovoiere pentru aceleași direcții și cazuri de încărcare.

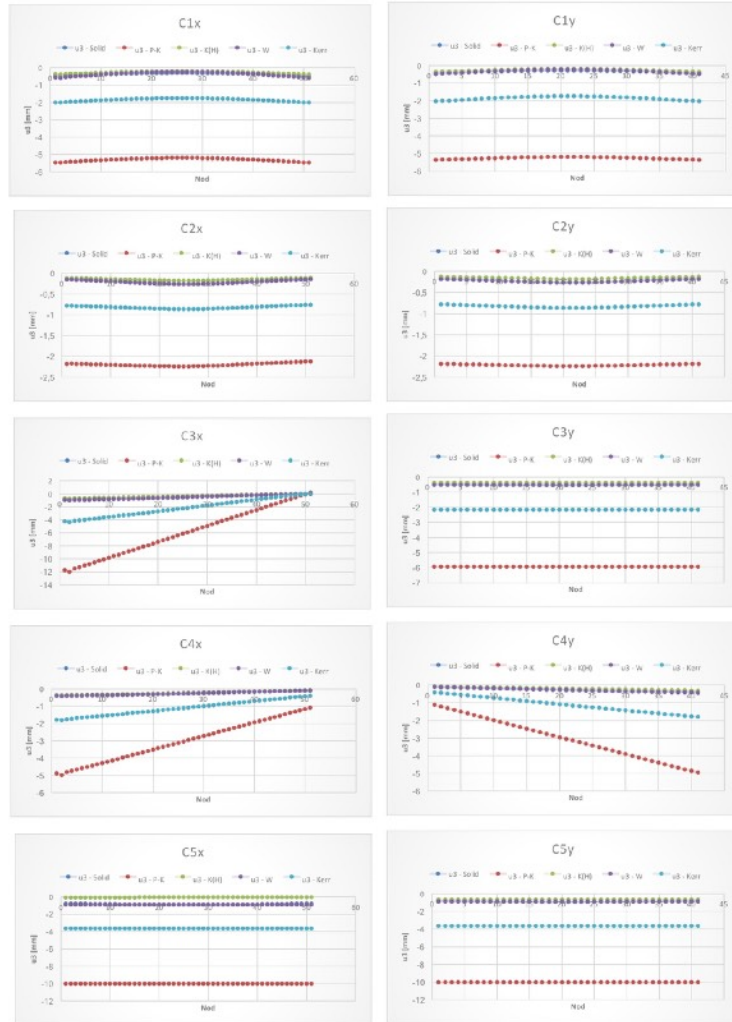


Figura 5.28. Diagrame de deplasari (modul de deformatie liniara E4)

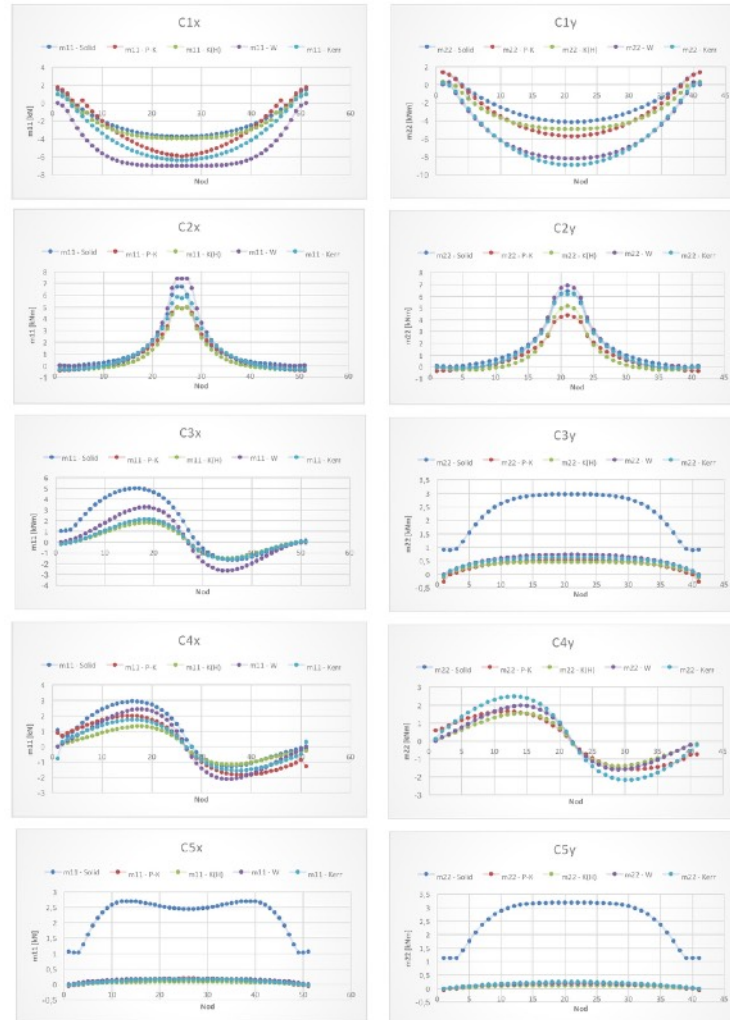


Figura 5.29. Diagrame de eforturi de încovoiere (modul de deformație liniară E4)

5.5. Concluzii

Fiind în discuție mai mulți parametri (caz de încărcare, moduli de deformație liniară, mai multe medii de rezemare), pentru a putea compara rezultatele, evidențierea diferențelor înregistrate între valorile deplasărilor nodale se prezintă prin măsurarea abaterilor față de mediul continuu alcătuit din elemente solide. Astfel, abaterile se vor calcula ca erori medii ale deplasărilor raportate la modelarea prin elemente solide se pot scrie astfel:

$$\frac{|b_{med} - a_{med}|}{a_{med}} \cdot 100 \% = E_{med}[\%], \text{ unde:}$$

a_{med} - valoarea medie a deplasării nodale pe direcția principală (x sau y) a plăcii, obținută prin media aritmetică a deplasărilor nodale pe direcția respectivă în cazul reazemului solid, pentru fiecare modul de deformație liniară considerat;

b_{med} - valoarea medie a deplasării nodale pe direcția principală (x sau y) a plăcii, obținută prin media aritmetică a deplasărilor nodale pe direcția respectivă în cazul reazemului Kerr(H), Pasternak - Kerr, respectiv Winkler, pentru fiecare modul de deformație liniară considerat;

E_{med} - abaterea calculată cu relația erorii medii, în procente, pentru fiecare tip de reazem (Kerr(H), Pasternak - Kerr, Winkler) raportată la mediul solid.

Valoarea cât mai mică a abaterilor (E_{med}) înseamnă diferențe mai mici între reazemul în discuție și reazemul tip mediu continuu solid care se consideră mai aproape de realitate datorită introducerii directe a caracteristicilor de material (E, ν). Astfel, pentru modelările cu reazeme tip Pasternak - Kerr, Kerr, Kerr (H) și Winkler pentru fiecare caz de încărcare în parte s-au obținut variații ale abaterilor după cum se prezintă în figurile 5.30-5.39, pentru toate cele 5 cazuri de încărcare precum și ambele direcții (x și y).

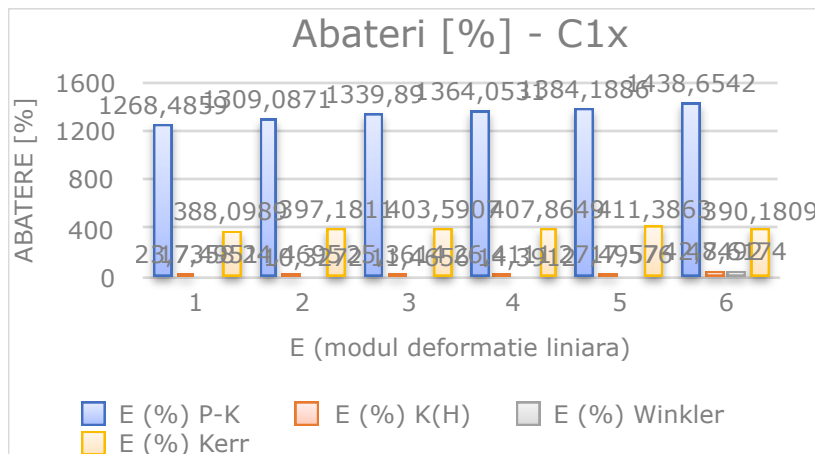


Figura 5.30. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 1, direcția x

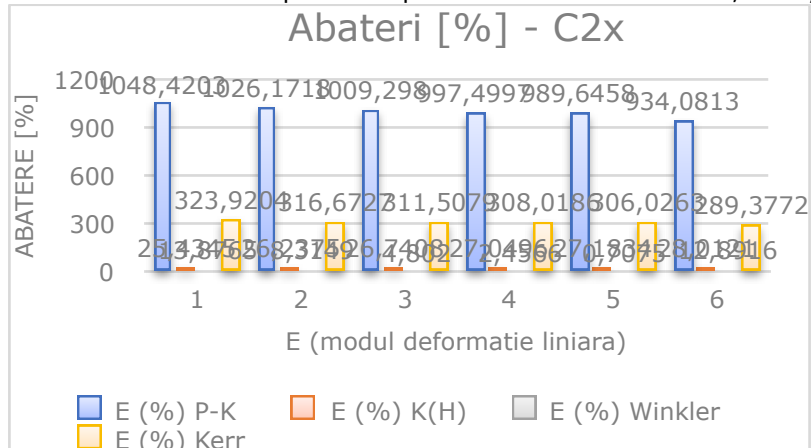


Figura 5.31. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 2, direcția x

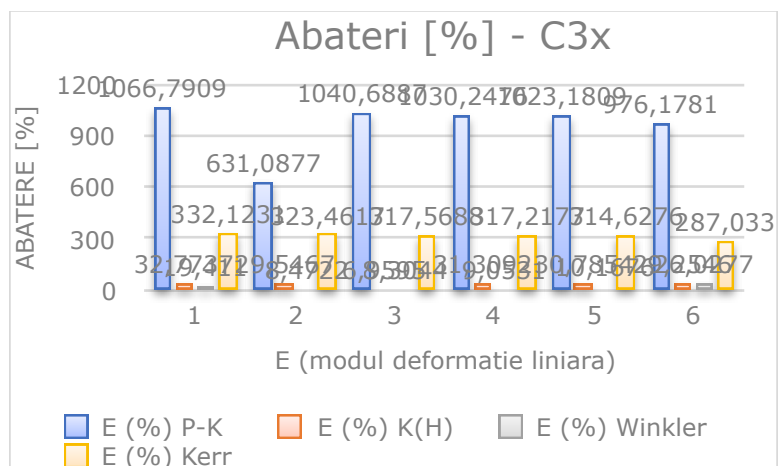


Figura 5.32. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 3, direcția x

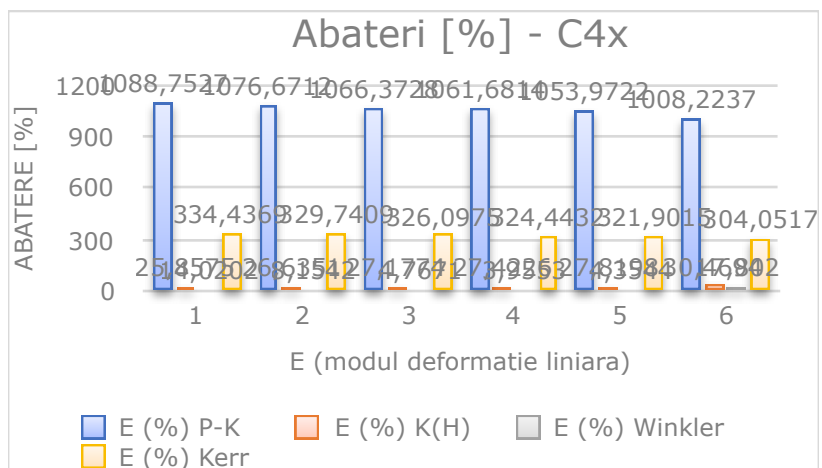


Figura 5.33. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 4, direcția x

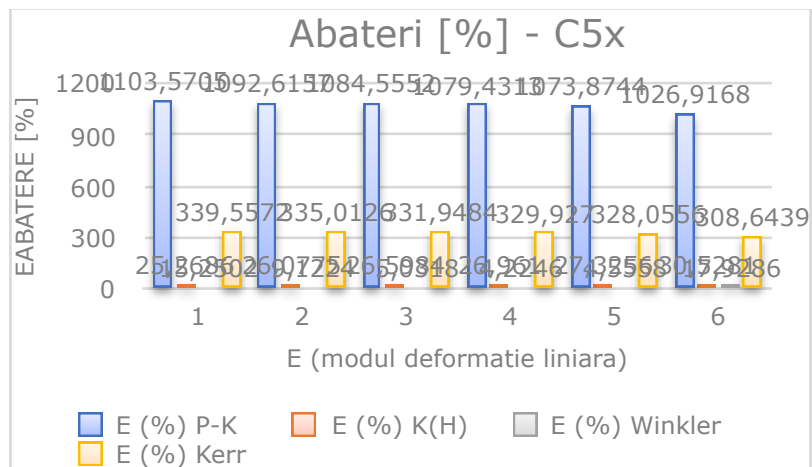


Figura 5.34. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 5, direcția x

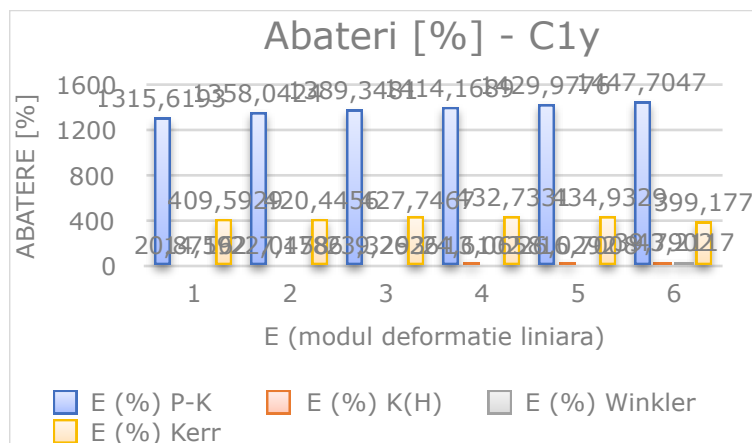


Figura 5.35. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 1, direcția y

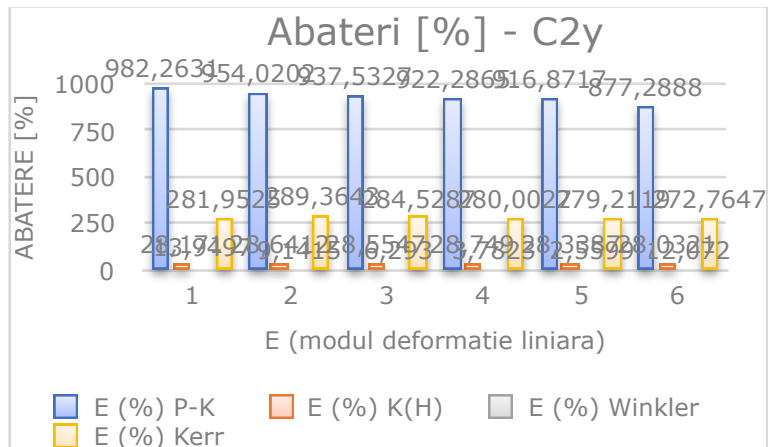


Figura 5.36. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 2, direcția y

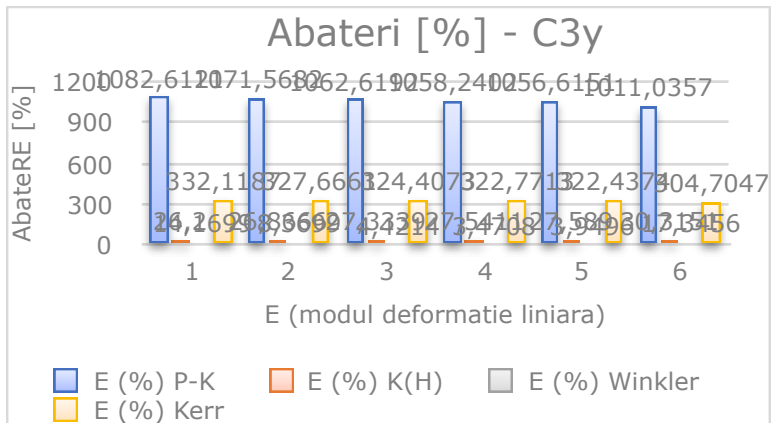


Figura 5.37. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 3, direcția y

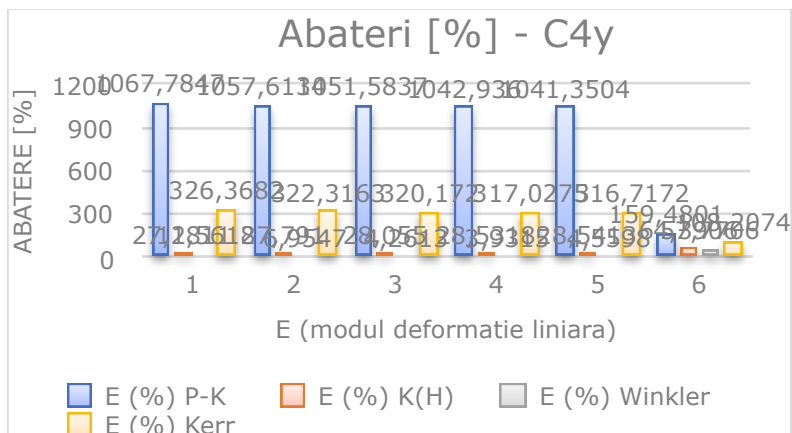


Figura 5.38. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 4, direcția y

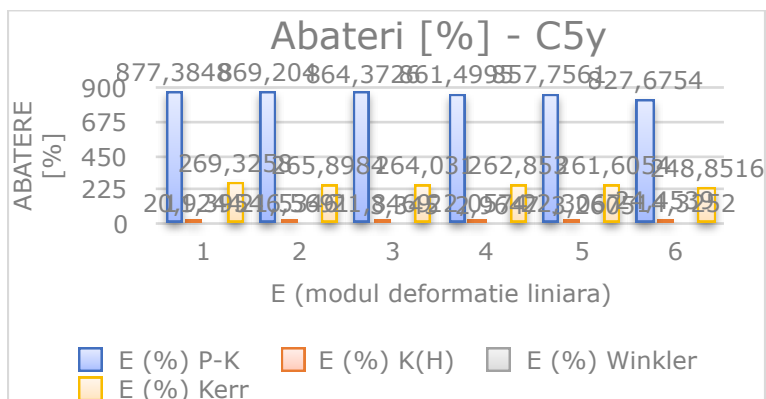


Figura 5.39. Abateri ale deplasărilor pentru cazul de încărcare 5, direcția y

Se observă că valorile deplasărilor în obținute pentru reazemele elastice tip Kerr (H) și Winkler se apropie cel mai mult de valorile calculate folosind un mediu elastic continuu. Mediile elastice tip Kerr, respectiv Pasternak – Kerr, ai căror parametri au fost determinați conform punctelor anterioare, au condus la diferențe mari de deplasări și forți încovoietoare, în schimb alura diagramelor este similară cu reazemele tip Kerr (H), respectiv Winkler. Dacă se analizează strict valorile abaterilor din figurile 5.30-5.39, erori determinate prin medierea deplasărilor după direcțiile principale ale plăcii, comportarea plăcii atunci când aceasta este rezemată pe medii elastice tip Kerr (H) și Winkler este apropiată de cea rezultată în urma aplicării unui mediu continuu, în schimb prin prisma analizei diagramelor de eforturi încovoietoare diferențele sunt semnificative – mai ales pentru cazul de încărcare 5, adică încărcarea uniform pe întreaga suprafață a plăcii.

Diagramele de eforturi încovoietoare însă prezintă diferențe mai mari datorită variației acestora în planul plăcii. Prin urmare, deși compararea valorilor după două fâșii (câte un ap de fiecare direcție principal a plăcii) se pretează unui calcul de dimensionare, deformata în ansamblu a plăcii diferă semnificativ atunci când placa este rezemată pe un mediu elastic continuu. Dacă pentru cazul de încărcare 2 (forță concentrată în centrul plăcii) placa se deformează într-un mod similar indiferent de tipul reazemului elastic, atunci când încărcarea se distribuie pe suprafețe mai mari, și implicit diagramele de eforturi au o distribuție mai complexă, aplicarea elementelor de tip resort (fie tip Winkler fie prin adăugarea mai multor parametri rezultând medii elastice tip Kerr, Kerr (H) sau Pasternak – Kerr) conduce la erori semnificative – elocvent fiind cazul de încărcare 5. Centralizat, valorile maxime și minime ale eforturilor de încovoiere (modul de deformare liniară E4) se prezintă în tabelele 5.4 - 5.7.

Tabel 5.4. Eforturi de încovoiere maxime pe direcția x (E4)

Efort incovoiator m11 - valori maxime [kNm]					
Caz incarcare	Solid	P-K	K (H)	W	Kerr
C1x	1,49	1,73	1,04	0	0,96

C2x	6,73	4,98	4,96	7,42	5,85
C3x	4,99	2,11	1,82	3,25	2,11
C4x	2,94	2	1,31	2,44	1,75
C5x	2,7	0,2	0,09	0,16	0,17

Tabel 5.4. Eforturi de încoviere minime pe direcția x (E4)

Efort încovoiator m11 - valori minime [kNm]					
Caz incarcare	Solid	P-K	K (H)	W	Kerr
C1x	-3,73	-5,92	-3,96	-6,99	-6,36
C2x	0	-0,4	-0,27	-0,06	-0,31
C3x	-1,65	-1,53	-1,5	-2,63	-1,56
C4x	-1,29	-1,84	-1,17	-2,1	-1,55
C5x	1,04	-0,06	-0,03	0	-0,03

Tabel 5.4. Eforturi de încoviere maxime pe direcția y (E4)

Efort încovoiator m22 - valori maxime [kNm]					
Caz incarcare	Solid	P-K	K (H)	W	Kerr
C1y	1,4	1,39	0,37	0,29	0,19
C2y	6,47	4,4	5,18	6,94	6,18
C3y	2,96	0,54	0,46	0,74	0,63
C4y	3	1,65	1,54	1,98	2,49
C5y	3,19	0,18	0,11	0,19	0,24

Tabel 5.4. Eforturi de încoviere minime pe direcția y (E4)

Efort încovoiator m22- valori minime [kNm]					
Caz incarcare	Solid	P-K	K (H)	W	Kerr
C1y	-4,14	-5,71	-4,93	-8,2	-8,92
C2y	0	-0,35	-0,24	-0,09	-0,1
C3y	0,89	-0,28	-0,12	0	-0,06
C4y	-0,39	-1,57	-1,39	-1,59	-2,16

C5y	1,13	-0,05	-0,01	0	0
-----	------	-------	-------	---	---

Suplimentar s-a realizat calculul deplasărilor și eforturilor pentru modulul de deformație liniară notat E6, adică $E=100000$ kPa, modul ce poate fi asimilat unui teren de fundare tare. S-a urmărit în principal variația diagramelor de eforturi de încovoiere, valorile acestora se consideră că reflect starea de deformație de ansamblu a plăcii. Valorile deplasărilor și implicit deviațiile acestora pot fi corectate numeric prin modificarea rigidităților rezazemele elastice. În figurile 5.40 - 5.43 se prezintă diagramele de deplasări, respectiv cele de eforturi încovoietoare pe ambele direcții principale ale plăcii, măsurate analog celor prezentate anterior, pentru $E=100000$ kPa.

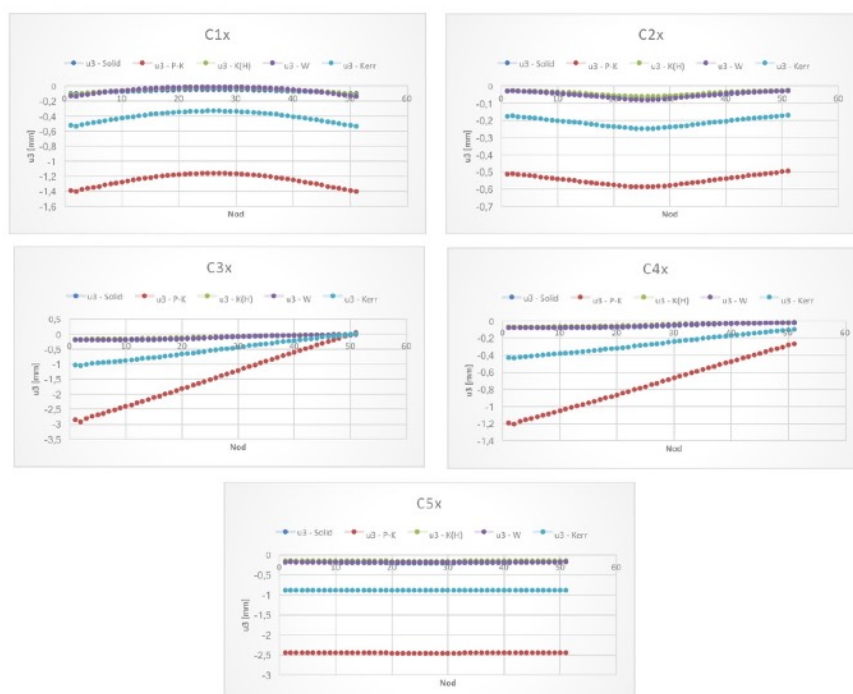


Figura 5.40. Diagrame de deplasari (modul de deformație liniară E6)

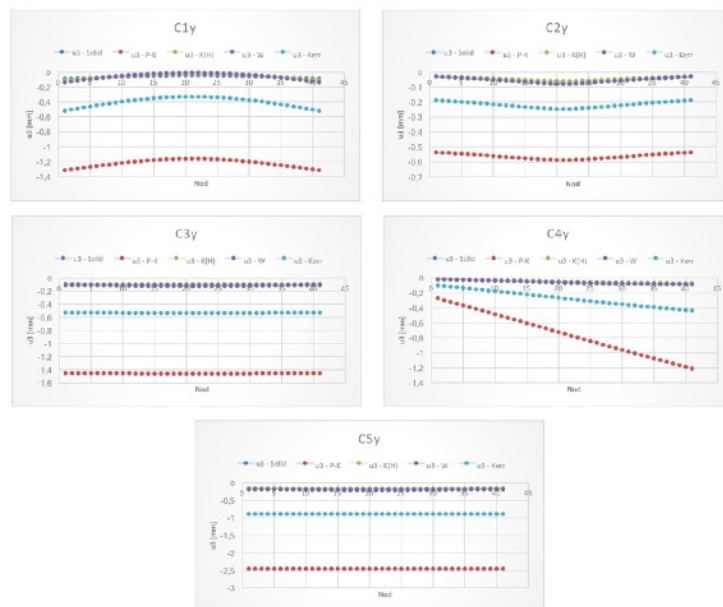


Figura 5.41. Diagrame de deplasari (modul de deformatie liniară E6)

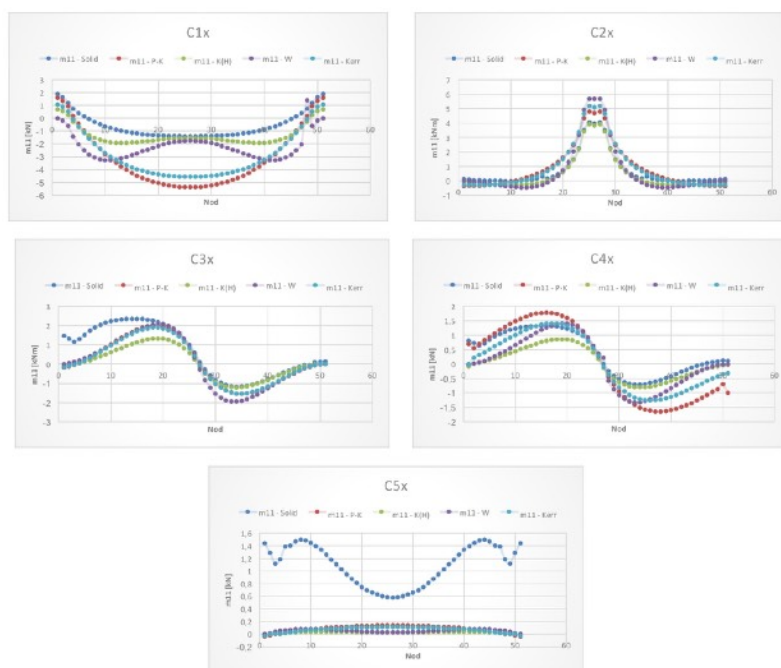


Figura 5.42. Diagrame de eforturi de încovoiere (modul de deformatie liniară E6)

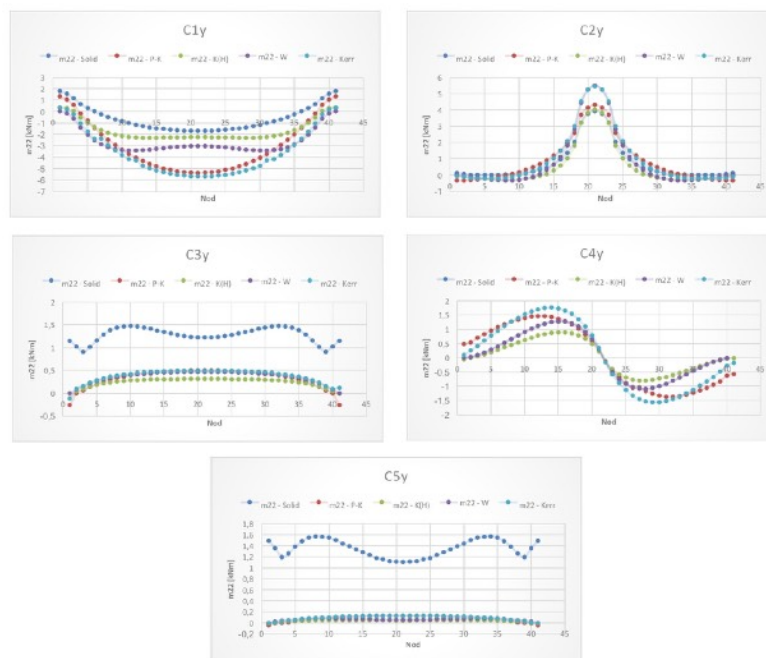


Figura 5.43. Diagrame de eforturi de încovoiere (modul de deformație liniară E6)

Analizând diagramele de deplasări, atât după direcția x cât și după direcția y (figurile 5.40 și 5.41), se observă că cele enunțate anterior rămân valabile, adică erorile sunt mici pentru reazemele tip Kerr (H) și Winkler raportate la mediul continuu. În cazul diagramelor de eforturi, se observă aceeași comportare bună a reazemelor Kerr, Kerr (H), Pasternak – Kerr și Winkler pentru cazul de încărcare 2 (forță concentrată aplicată în centrul plăcii), dar diferențe mari atunci când încărcarea se distribuie pe suprafețe mai mari. Având în vedere că diferențele cele mai mari între eforturile de încovoiere s-au înregistrat pentru cazul de încărcare 5 (sarcină uniform distribuită pe întreaga suprafață a plăcii), în figurile 5.44 și 5.45 se prezintă valorile acestora obținute prin modificarea rigidităților k_p și G_p .

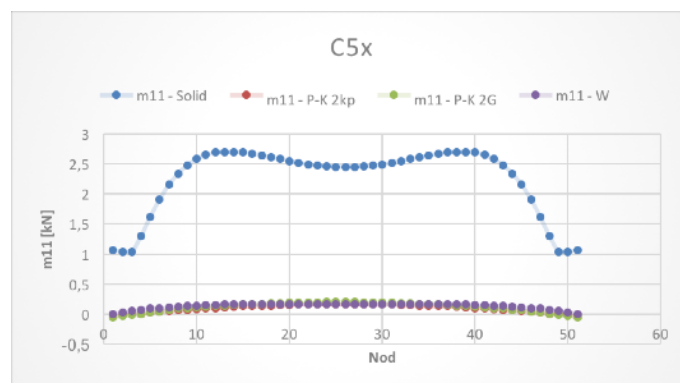


Figura 5.44. Diagrame de eforturi de încovoiere – cazul de încărcare 5 (modul de deformație liniară E4), direcția x

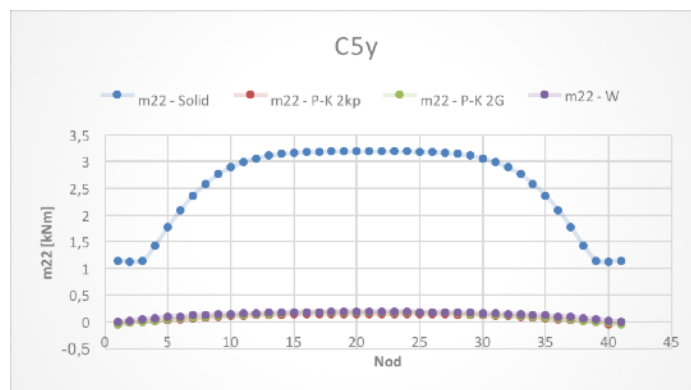


Figura 5.44. Diagrame de eforturi de încovoiere – cazul de încărcare 5 (modul de deformare liniară E4), direcția y

Deși parametrii k_p și G_p au fost multiplicați pe rând cu 2, nu s-au observat modificări la nivelul diagramelor de eforturi. De asemenea, pe parcursul efectuării acestor calcule prezentate în acest capitol nu s-a ținut cont de erorile ce pot surveni în urma modelării numerice, în ciuda aplicării fiecărui tip de reazem în același fel – prin legături liniare de tip link, element ce nu ține seama de frecările dintre placa din beton și terenul de fundare. Aceste erori, deși foarte mici (aproximativ 2,22%), sunt evidențiate în figura 5.45, în care se prezintă diagrama de deplasare după direcția y atunci când placa este modelată ca element solid, iar nodurile acesteia sunt comune cu cele ale terenului de fundare.

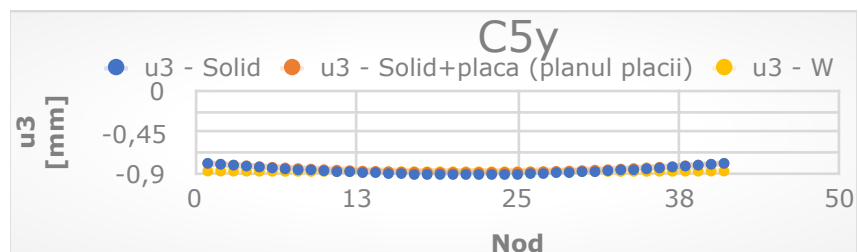


Figura 5.45. Diagramă de deplasare a plăcii modelate ca element solid – caz de încărcare 5, modul de deformare liniară E4

În ciuda acestor erori induse de modelarea prin legături matematice pentru a asigura continuitatea structurii, se consideră că valorile mici ale acestora nu influențează semnificativ rezultatul comparației rezultatelor. Modelarea folosind doar elemente solide pentru ansamblul placă - teren de fundare ce a stat la baza diagramelor din figura 5.45 se prezintă în figura 5.46.

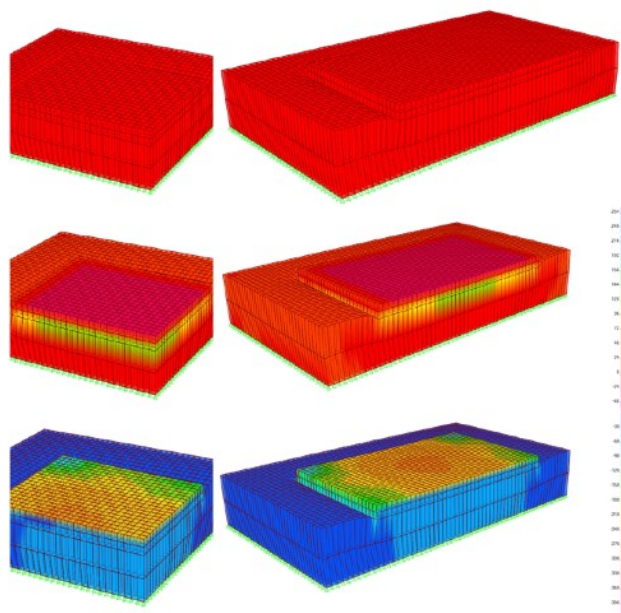


Figura 5.46. Modelarea ansamblului placă - teren de fundare din elemente solide

În general, atunci când reazemul elastic al elementului structural este alcătuit din resorturi elastice, valorile eforturilor sunt mici atunci când încărcarea este distribuită pe suprafețe mari, mai ales atunci când întreaga suprafață a elementului este încărcată complet în mod uniform. Atunci când terenul este foarte moale, elementul structural se afundă pur și simplu și prezintă eforturi mici și deformații uniforme pe deschiderea acestuia. Când terenul este foarte tare, deformațiile și eforturile scad în cazul distribuției încărcării pe o suprafață mai mare.

Datorită rezemării nodale prin resorturi cu valori egale ale rigidității după direcția verticală placa prezintă deplasări aproape uniforme, în cazul în care încărcarea este pe întreaga suprafață a acesteia aceasta se descarcă prin deformații vertical aproape constant, încărcării i se va opune doar rigiditatea resorturilor. Acest aspect nu se întâlnește în cazul rezemării elementului din beton pe un mediu continuu alcătuit din elemente solide, unde apar solicitări în apropierea laturilor plăcii unde apare forfecarea la contactul cu terenul de fundare.

Autorul consideră că cel mai exact mod de calcul în vederea dimensionării construcțiilor hidrotehnice sau elementelor structural ale acestora presupune rezemarea pe un mediu continuu definit direct prin caracteristici și, după caz, direct curbe de material. Dacă acest procedeu nu se poate pune în aplicare, cel mai eficient și ușor de utilizat mediu elastic de rezemare este cel tip Winkler, calculele din prezentul capitol au arătat că rigiditățile determinate pot fi calibrate astfel încât deplasările obținute reflect și o tasare apropiată de realitate. De asemenea, relațiile propuse de Biot sau Vesic include parametric geotehnici uzuali ce pot fi preluați din studii geotehnice, norme specific de proiectare sau litereatura de specialitate (în fazele preliminare ale proiectelor). În cadrul prezentului studio de caz adăugarea stratului de forfecare specific reazemelor elastic tip Kerr sau Pasternak – Kerr nu a schimbat comportarea de ansamblu a plăcii din beton, ba mai mult valorile deplasărilor și eforturilor de încovoiere au condus la diferențe mai mari față de

reazemul tip Winkler, reazem mai ușor de calculate și implementat în programele de calcul cu element finit. Reazemele tip Kerr sau Pasternak – Kerr pot conduce la erori semnificative datorită modelării defectuase, fiind necesară implementarea acestora în programe de calcul automate. În prezent acest lucru a fost dezvoltat în programul de calcul SCIA Engineer [5.4]. De asemenea, în dimensionarea acestor elemente trebuie să se țină cont și de tipul terenului de fundare [5.10] sau materialul fundației [5.5].

În opinia autorului reazemul de tip Pasternak – Kerr poate avea aplicații acolo unde încărcările sunt preponderant concentrate sau, în cazul plăcilor, încărcări distribuite pe suprafețe mici, de exemplu solicitări date de autovehicule în cazul infrastructurilor rutiere sau a diverselor elemente ale lucrărilor hidroedilitare sau de termificare. Alte studii [5.11] au demonstrat acuratețea soluțiilor obținute pe cale analitică și consideră că, în ciuda avantajelor modelării cu element finit, o abordare analitică este net superioară și conduce la rezultate apropiate de realitate. Primul strat de resorturi (k_{ku}) aferent reazemului tip Kerr este mai mult o corecție a plăcii și mai puțin o caracteristică ce poate fi atribuită terenului de fundare. O variantă pentru determinarea exactă a acestor parametri ar fi măsurarea pe cale experimentală a deplasărilor elementelor structurale, ținând cont și de comportarea elementelor structurale în contact cu diverse tipuri de teren de fundare. Reazemul tip Pasternak - Kerr prezintă erori mai mici în cazul terenurilor cu rezistență la forfecare mare, de exemplu terenuri stâncoase sau umpluturi de balast sau pietriș [5.12].

Starea de eforturi și de deformații este importantă în domeniul structurilor hidrotehnice și hidroedilitare, dimensionarea necorespunzătoare a elementelor acestora pot conduce la fisuri și implicit la infiltrații care pun în pericol exploatarea anormală a sistemelor din care fac parte. De asemenea, supradimensionarea acestor structuri conduce la probleme la faza de execuție și la consumuri exagerate de material.

În țara noastră, având în vedere actualitatea reparațiilor, reabilitărilor și re tehnologizărilor, mai ales în zonele urbane, a devenit importantă dimensionarea corespunzătoare a structurilor și elementelor construcțiilor speciale, în contextul dezvoltării urbane tot mai accentuate.

Autorul propune îmbunătățirea reazemului tip Winkler ca o viitoare direcție de continuare a studiului reazemelor elastice, o variantă ar fi o zonare a rigidităților resorturilor pe deschiderea plăcilor sau radierelor pentru a obține o comportare cât mai apropiată de realitate. Modelările cu element finit și curbe de material ar putea fi primul pas în calibrarea acestor corecții pentru diverse cazuri uzuale de încărcare a elementelor. În prezent, acest lucru se regăsește deja în normele europene Eurocode 7 și este implementat în programul de calcul cu element finit SCIA Engineer [5.4]. Aplicând acest principiu, prin modificarea rigidității resorturilor pentru reazemul elastic tip Winkler (figura 5.47), pentru modulul de deformație liniară $E_4=25000$ kPa se obține diagrama de eforturi de încovoiere din figurile 3.48 și 5.49, notată W EC7.

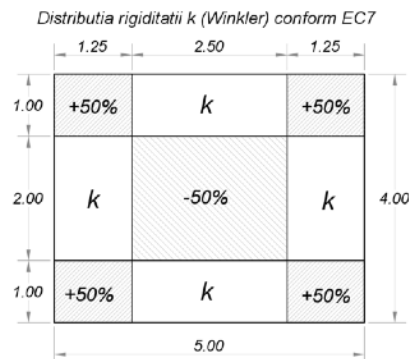


Figura 5.47. Distribuția rigidității k (mediu elastic Winkler) conform EC7

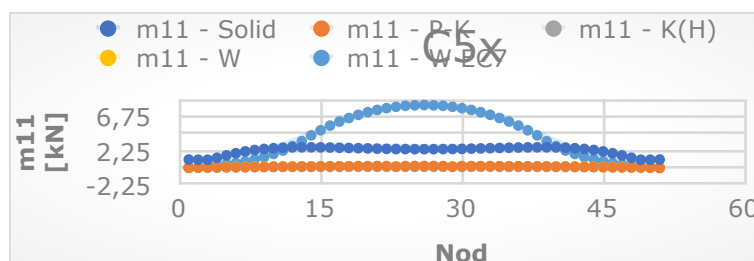


Figura 5.48. Diagrame de efort încovoietor (E4) - cazul de încărcare 5 (direcția x)

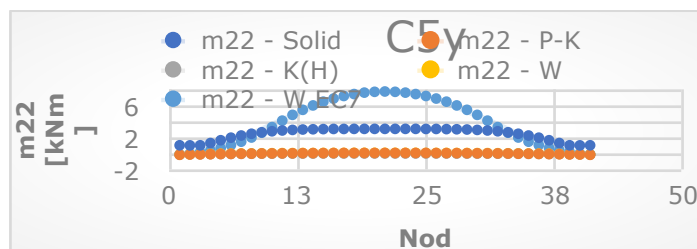


Figura 5.48. Diagrame de efort încovoietor (E4) - cazul de încărcare 5 (direcția y)

În diagramele de efort încovoietor din figurile 5.47 și 5.48 se observă valorile maxime mult mai mari față de cazul reazemului solid sau al reazemului elastic tip Winkler realizat din resorturi de rigiditate egală pe întreaga deschidere a plăcii. Acest lucru presupune o dimensionare acoperitoare pentru un element similar celui din prezentul studiu de caz, dar în același timp conduce la supradimensionare. Această soluție, de a modifica rigiditatea resorturilor pe anumite zone din deschiderea plăcii, trebuie calibrată în funcție de specificul elementului structural și modul de încărcare și poate oferi rezultate satisfăcătoare în dimensionarea structurilor .

6. Studiu privind starea de eforturi și deformații pentru bare de lungime finită cu metoda elementului finit amplasate pe mediu elastic

6.1. Probleme de contact în proiectarea fundațiilor construcțiilor hidrotehnice și hidroedilitare

Datorită caracterului special al structurilor hidrotehnice și hidroedilitare, fundațiile ce asigură transmiterea eforturilor generate de suprastructură terenului de fundare înglobează majoritatea tipurilor de fundații: fundații izolate rigide sau elastice, radiere, elemente masive, chesoane etc. În acest caz, prin contact se înțelege transmiterea eforturilor terenului de fundare prin contactul cu elementul structural, precum și deformațiile patului de fundare și reacțiunea dată de acesta. În funcție de natura construcțiilor, acestea pot fi fundate pe o gamă largă de terenuri de fundare, de la nisipuri fine (mai ales construcții hidroedilitare) la roci (baraje), lucru care necesită în cele mai multe cazuri studii aprofundate.

Prin probleme de contact înțelegem modul de calcul al eforturilor și deplasărilor la contactul dintre fundație/element structural și terenul de fundare. În general, în cazul construcțiilor hidrotehnice și hidroedilitare cu fundații de suprafață, distingem două probleme: cazul elementului rigid amplasat pe un reazem elastic (figura 6.1), și elementul elastic deformabil amplasat pe mediu elastic (figura 6.2). În primul caz pot fi incluse fundațiile izolate sau elementele masive precum baraje, ziduri de sprijin de greutate, masive de ancoraj etc., în timp ce al radierele generale, cuvele din beton armat sau elemente de tipul plăcilor și platformelor amplasate în general la suprafața terenului se pot încadra în cel de-al doilea caz.

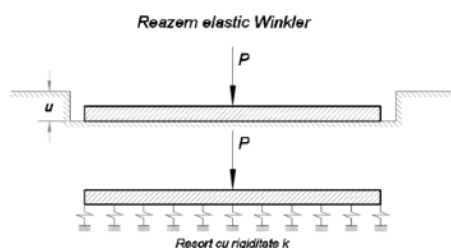


Figura 6.1 - corp rigid pe mediu elastic Winkler

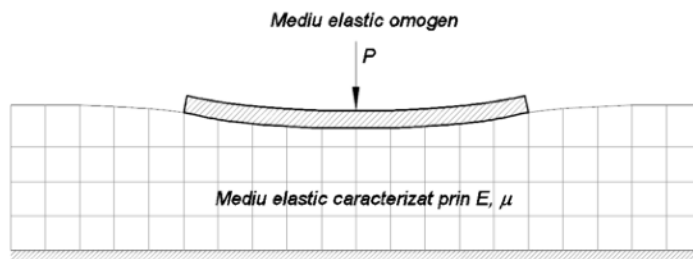


Figura 6.2 - Element flexibil pe mediu elastic

Dimensionarea elementelor structurale include poate include metode analitice sau cu element finit, aceste metode având la bază reazeme elastice de tipul celor prezentate la capitolul 5 al prezentei teze. În prezentul capitol se va analiza utilizarea reazemului elastic tip Winkler cu metoda elementului finit pentru elementele deformabile deoarece este cel mai des întâlnit procedeu de calcul. Având în vedere că este elementul deformabil în contact cu terenul de fundare, proporționalitatea încărcării și deformațiilor terenului de fundare printr-o constantă poate conduce la erori mari în calculul eforturilor din elementul structural, în acest capitol se va prezenta un studiu de caz pentru a evalua aceste posibile erori și eventuale corecții ce pot fi aplicate în calculele de dimensionare.

În prima etapă a calculelor de dimensionare se determină rigiditatea resorturilor, fie prin încercări de teren, fie pe cale analitică luând în calcul parametrii de compresibilitate ai terenului, după cum s-a prezentat la capitolul 2. În metoda elementului finit rigiditatea resortului poate fi aplicată în nodurile rețelei de discretizare sau unitar pe suprafața elementului structural. Rigiditatea poate avea valoare constantă pe suprafața, sau valori diferite (figura 5.47), conform recomandărilor standardelor europene.

În cele ce urmează se va studia comportarea elementului tip bară atunci când rigiditatea reazemului elastic de tip Winkler este constantă, dar și atunci când se modifică rigiditățile aplicate unor noduri. Scopul acestor calcule este obținerea unei stări de efort cât mai apropiate de realitate și dimensionarea optimă a elementelor structurale.

6.2. Rigiditatea barelor pe mediu elastic

Prin rigiditatea barelor pe mediul elastic înțelegem deformabilitatea unei grinzi amplasată pe un mediu elastic și distribuția eforturilor pe deschiderea acesteia. Încadrarea elementului în categoria "rigid" presupune că modelul de calcul prezentat în figura 1 reflectă într-o mare măsură realitatea, în timp ce un element flexibil va prezenta încovoiere, fapt ce poate conduce la un model de calcul similar celui din figura 6.2, sau luarea în considerare a resorturilor cuplate.

Determinarea parametrului de rigiditate (α) ce ține cont de rigiditatea la încovoiere și elasticitatea terenului de fundare, parametru numit "caracteristica sistemului" (referință Beams on elastic foundations.pdf) ce are ca unitate m^{-1} . Astfel produsul αx , unde x reprezintă o unitate de lungime, va fi o valoare absolută.

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_s}{4EI}} \quad (6.1)$$

unde:

EI - rigiditatea la încovoiere a barei

k_s - rigiditatea patului elastic

Dacă se notează l lungimea grinzii de fundare, produsul αl reprezintă rigiditatea relativă a grinzii pe mediu elastic. În funcție de rigiditatea relativă, grinzile pe mediu elastic se pot împărți în trei categorii:

- a) Grinzi scurte, pentru care $\alpha l < 0.5$
- b) Grinzi de lungime medie: $0.5 \geq \alpha l \geq 5$

c) Grinzi lungi, pentru care $al > 5$

Prima categorie (a) conține grinzi absolut rigide, deformațiile datorate încovoierii fiind mult mai mici decât tasarea fundației, acestea putând fi neglijate. În categoria b sunt incluse grinzile de lungime medie, unde încărcarea produce efecte inclusiv în capătul opus al elementului, iar deformațiile nu pot fi neglijate și este necesar un calcul aprofundat. Grinzile lungi (c) pot fi asimilate cu grinzi de lungime infinită, unde încărcările produc efect local, efect ce se anulează între acestea.

6.3. Studiu de caz - aplicarea reazemului de tip Winkler pentru bare de lungime finita cu metoda elementului finit

6.3.1. Concept și modele de calcul

Prin aplicarea unui reazem elastic de tip Winkler se presupune că întregul element structural se deplasează, sub acțiunea încărcărilor gravitaționale, aproape uniform, iar încovoierea manifestată de element se datorează modului de aplicare al încărcărilor. Astfel, o placă din beton încărcată uniform, căreia i se aplică un reazem tip Winkler de rigiditate k_s , nu va prezenta tasări diferențiate iar încovoierea va tinde spre zero. În practică însă încovoierea este mult mai pronunțată datorită aportului adus de terenul de fundare din vecinătatea elementului structural, așa cum s-a prezentat în figura 6.2.

În domeniul construcțiilor hidroedilitare și hidrotehnice încovoierile produc fisuri în elementele din beton și pierderea etanșeității elementelor de retenție. În plus, datorită dimensiunilor relativ mari ale unor elemente structurale amplasate atât suprateran cât și în subteran și a diverselor tipuri de încărcări, gradul de rigiditate al radierelor sau fundațiilor prin procedee precum prezentate la punctul anterior devine dificil. Astfel, în cadrul acestui studiu de caz se va studia în ce condiții un element de tip grindă din beton amplasată pe un mediu elastic omogen poate fi modelată cu ajutorul unui reazem elastic tip Winkler fără a avea erori mari privind starea de eforturi de încovoiere. În acest sens calculele se vor conduce pe două modele structurale dezvoltate în programul de calcul SAP2000, cel de referință fiind cel în care mediul elastic este modelat printr-un element omogen (figura 6.4), iar cel asupra căruia se vor face corecții păstrând aceiași parametrii secționali și de material, precum și încărcările aplicate, excepția fiind doar reazemul elastic de tip Winkler (figura 6.5).

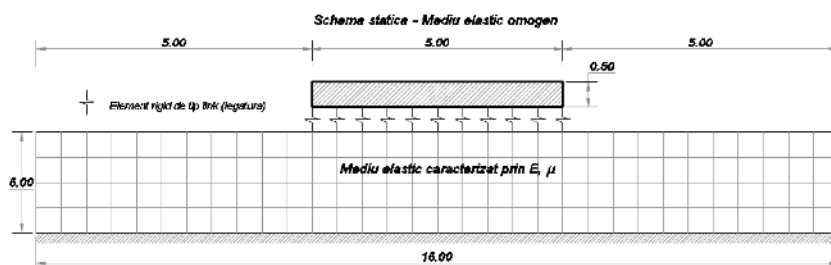


Figura 6.4. Schemă de calcul a elementului tip grindă din beton rezemată pe un mediu elastic continuu

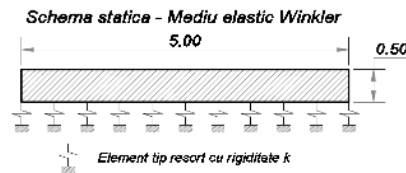


Figura 6.5. Schemă de calcul a elementului tip grindă rezemată pe un mediu elastic tip Winkler

Modelul de calcul din figura 6.4 este alcătuit dintr-un element de tip bară, iar rezemarea pe mediul continuu se face prin elemente de legătură tip "link" de rigiditate infinită. Elementele de legătură sunt amplasate în nodurile rețelilor de discretizare, atât pentru elementul liniar, cât și pentru mediul continuu. Mediul elastic continuu este definit de parametrii E și μ (modulul lui Young, respectiv coeficientul Poisson), modulul de forfecare G fiind calculat automat în funcție de aceștia. Înălțimea secțiunii transversale va primi valori multiple în cadrul calculelor, dar secțiunea de referință se consideră 30x50 cm ($b \times h$). Pentru grindă s-a ales ca material betonul de clasă C25/30, cu modulul de elasticitate $E_b = 32500 \text{ N/mm}^2$ și coeficientul Poisson $\mu_b = 0.2$.

Al doilea model de calcul (figura 6.5) reprezintă același element de tip grindă cu materialele descrise anterior, diferența fiind elementele de tip resort liniar aplicate în nodurile create în urma discretizării.

În prima fază se va urmări distribuția presiunilor la nivelul terenului de fundare rezultate pentru schema de calcul din figura 6.4. Se presupune că grinda din beton poate fi modelată prin rezemarea pe un mediu elastic tip Winkler atunci când presiunea pe terenul de fundare este aproape uniformă, autorul propune o eroare de 10% între valoarea maximă și cea minimă a presiunii manifestată pe lungimea grinzii. În cazul în care deformațiile și eforturile de încovoiere vor fi diferite pentru cele două modele diferite de calcul, în ipoteza în care rigiditatea k a resorturilor va fi determinată cu parametrii E și μ ai mediului elastic cu relația lui Biot, se vor studia distribuții diferite ale rigidităților resorturilor pe deschiderea grinzii pentru a corecta acest lucru.

6.3.2. Calcule și rezultate

6.3.2.1. Încărcări și parametri de calcul

Calculul static s-a realizat pentru două cazuri de încărcare distincte, încărcare concentrată aplicată la mijlocul deschiderii elementului și respectiv uniform distribuită (figurile 6.6 și 6.7). Încărcarea uniformă $q = 50 \text{ kN/m}$ reprezintă distribuția uniformă a încărcării concentrată $P = 250 \text{ kN}$.

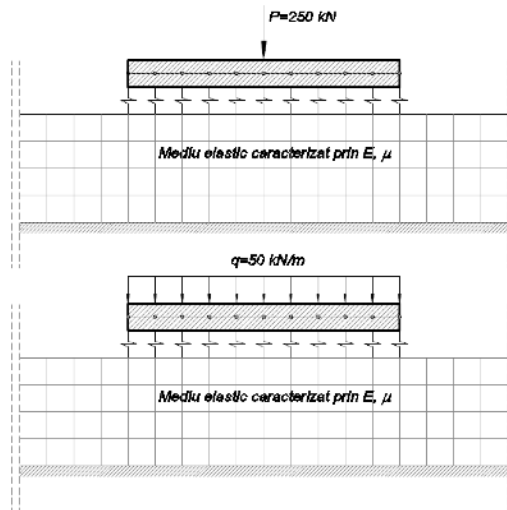


Figura 6.6. Cele două cazuri de încărcare aferente modelului de calcul ce include mediul elastic continuu

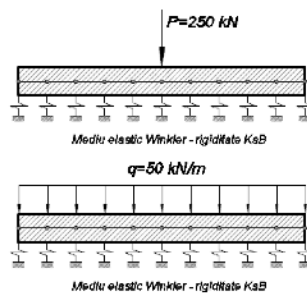


Figura 6.7. Cazuri de încărcare pentru modelul de calcul ce include reazem elastic tip Winkler

În calculele statice nu au fost luați în calcul coeficienți de supraîncărcare, astfel atât greutatea proprie a elementului din beton și solicitările P și q se multiplică cu 1. În cazul mediului elastic continuu, greutatea volumetrică a materialului este nulă pentru ca valorile presiunilor să fie afectate doar de elementul de beton și încărcările aplicate acestuia. Coeficientul de pat aferent reazemului tip Winkler s-a determinat cu relația lui Biot în funcție de E și μ (modulul de deformație liniară al terenului, respectiv coeficientul Poisson al acestuia).

$$K_{sB} = \frac{0.95 \cdot E}{1 - \mu^2} \cdot \left(\frac{B^4 \cdot E}{(1 - \mu^2) \cdot E_b \cdot I} \right)^{0.108} \quad (\text{Biot})$$

E – modulul de deformație liniară a pământului
 E_b – modulul de elasticitate a betonului din fundație
 I – momentul de inerție al secțiunii transversale
 μ – coeficientul lui Poisson
 B – lățimea secțiunii transversale a fundației

Rigiditatea resturilor (knod) se aplică în nodurile de discretizare ale barei, valoarea acesteia fiind determinată prin multiplicarea rigidității K_{SB} cu lungimea și lățimea grinzii și împărțirea la numărul total de noduri (11).

6.3.2.2. Calcule statice și rezultate

Calculul s-a efectuat folosind programul de calcul SAP2000 prin metoda elementului finit, analiza statică fiind liniară. În prima etapă a calculului s-a determinat valorile presiunilor de contact la nivelul mediului solid continuu (în nodurile în care sunt aplicate elementele de legătură tip "link") pentru diverse valori ale modulului de deformație liniară E și coeficientul Poisson $\mu = 0.4$ (tabel 6.1 și 6.2). Presiunile σ_1 reprezintă valoarea presiunii de contact la capătul grinzii, în timp ce σ_M reprezintă valoarea presiunii de contact la jumătatea deschiderii grinzii.

Tabel 6.1. Presiuni pe teren sub încărcare concentrată

Modul de deformație liniară	Incarcare	Modul elasticitate beton	Secțiune element (bxh)	σ_1	σ_M
[kPa]	[kN]	[kPa]	[cm]	[kPa]	[kPa]
10000	250	3250000	30x50	126,8 7	182,9 6
20000	250	3250000	30x50	142,5 1	175,3 7
30000	250	3250000	30x50	155,7 8	153,9 5
35000	250	3250000	30x50	162,0 8	144,2 7
40000	250	3250000	30x50	167,9 4	134,8 7
50000	250	3250000	30x50	178,6 6	118,6 6

Tabel 6.2. Presiuni pe teren sub încărcare uniform distribuită

Modul de deformatie liniara	Incarcare	Modul elasticitate beton	Sectiune element (bxh)	σ_i	σ_M
[kPa]	[kN/m]	[kPa]	[cm]	[kPa]	[kPa]
10000	50	3250000	30x50	114,3	220,5 ₄
20000	50	3250000	30x50	117,6 ₅	213,4 ₆
40000	50	3250000	30x50	123,1 ₁	200,7
50000	50	3250000	30x50	125,3 ₆	196,8 ₆
80000	50	3250000	30x50	130,1 ₅	184,0 ₆
120000	50	3250000	30x50	135,8 ₃	173,2 ₉
140000	50	3250000	30x50	137,7 ₅	167,5 ₅
155000	50	3250000	30x50	139	164,4 ₁
160000	50	3250000	30x50	139,3 ₆	164,7 ₃
170000	50	3250000	30x50	140,1 ₁	162,9 ₃
190000	50	3250000	30x50	141,3 ₈	159,6 ₃
210000	50	3250000	30x50	142,5 ₂	156,7
250000	50	3250000	30x50	144,3 ₆	151,2 ₆
260000	50	3250000	30x50	144,7 ₅	150,1 ₆
280000	50	3250000	30x50	145,4 ₃	148,4 ₈

320000	50	3250000	30x50	146,6 4	144,8 2
500000	50	3250000	30x50	149,6 7	133,4
1000000	50	3250000	30x50	151,4	118,1 5

Diferența procentuală între valorile acestor presiuni de contact se prezintă în graficele din figurile 6.8 și 6.9 în funcție de modulul de deformație liniară considerat, pentru ambele cazuri de încărcare. Prin aceste calcule s-a urmărit atingerea unei valori de maxim 10% a acestei diferențe în ipoteza în care o presiune de contact aproape uniformă corespunde simplificării prin modelul de calcul ce include reazemul de tip Winkler, adică un pat elastic de o rigiditate constantă pe întreaga deschidere a grinzii.

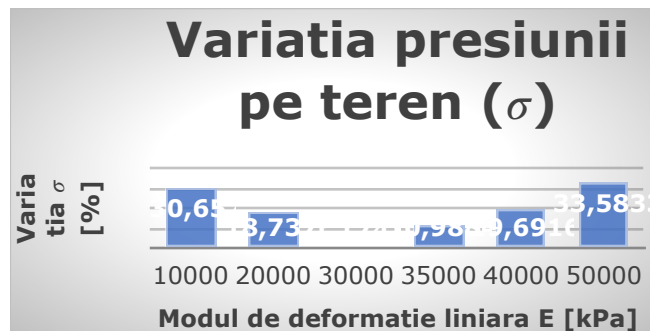


Figura 6.8. Variația procentuală diferenței dintre presiunile de contact pentru P=250 kN

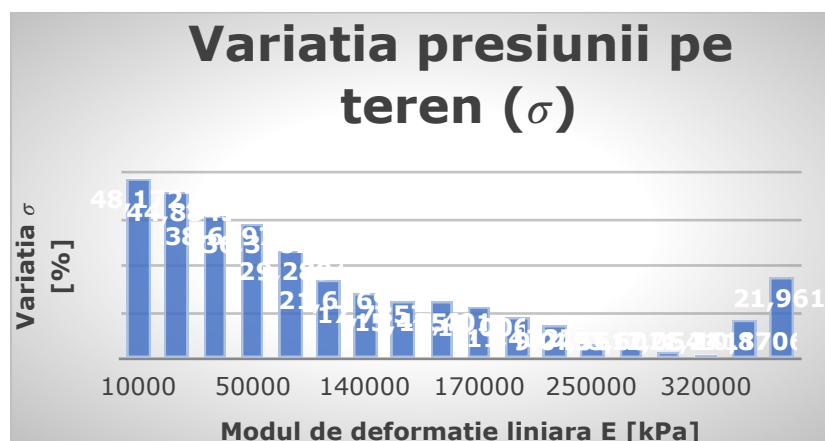


Figura 6.9. Variația procentuală diferenței dintre presiunile de contact pentru $q=50$ kN/m

În urma acestor calcule statice realizate pe modelul alcătuit din ansamblul grindă - mediu elastic continuu se observă că uniformizarea presiunii de contact, cu eroarea impusă de maxim 10%, pentru cazul de încărcare dat de încărcarea q uniform distribuită, are loc la valori mult mai mari ale modului de deformație liniară. De asemenea reiese faptul că există un punct de minim al valorilor diferențelor de presiune între capătul grinzii și mijlocul deschiderii acesteia, iar pentru moduli de deformație liniară (E) mai mici grinda se comportă ca un element rigid, cu valoarea maximă a presiunii de contact la capetele grinzii (figura 6.10 pentru cazul încărcării concentrate și figura 6.11 pentru încărcarea distribuită uniform), în timp ce pentru valori mai mari ale E valoarea maximă a presiunii se manifestă la mijlocul deschiderii grinzii (figurile 6.12 și 6.13 pentru elementul solicitat concentrat, respectiv sub încărcarea uniform distribuită q).

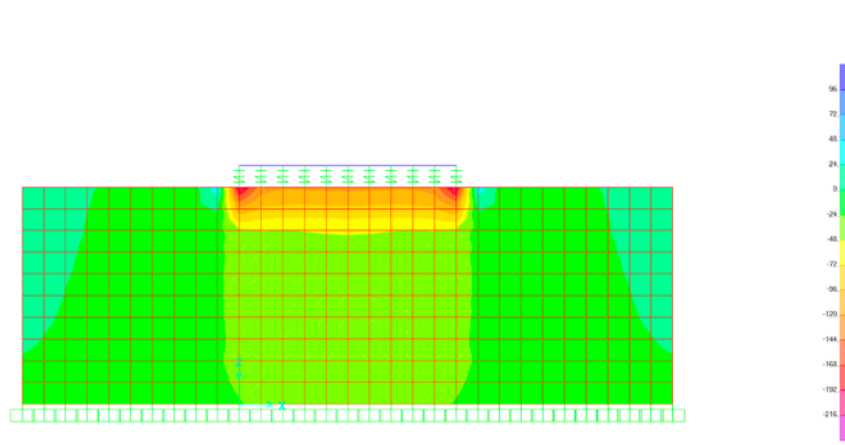


Figura 6.10. Presiuni de contact pentru elementul încărcat cu P , $E=10000$ kPa [kN/m²]

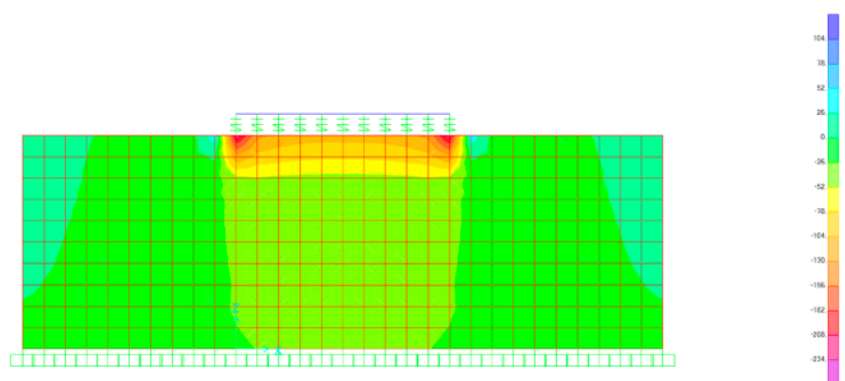


Figura 6.11. Presiuni de contact pentru elementul încărcat cu q , $E=10000$ kPa [kN/m²]

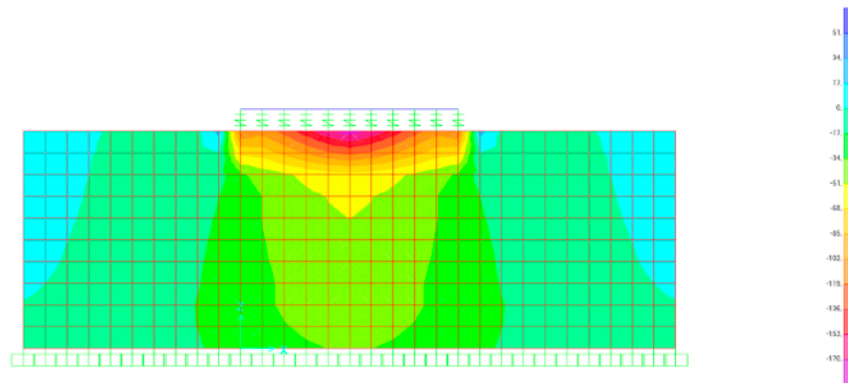


Figura 6.12. Presiuni de contact pentru elementul încărcat cu P, $E=50000$ kPa [kN/m²]

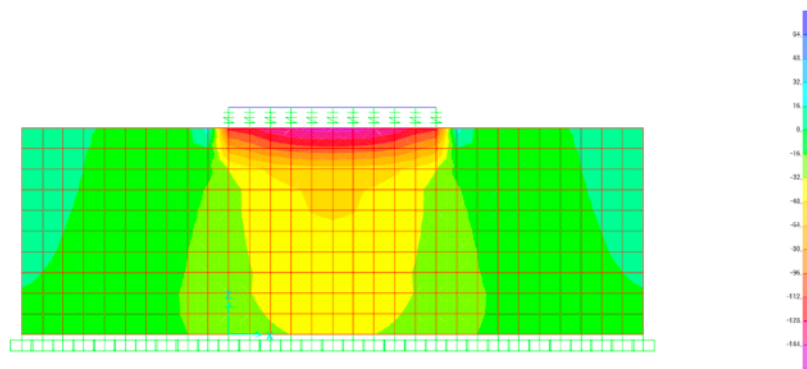


Figura 6.13. Presiuni de contact pentru elementul încărcat cu q, $E=1000000$ kPa [kN/m²]

Analog s-au condus calculele pentru secțiuni diferite ale elementului de beton pentru a se urmări dacă variația diferenței procentuale a presiunilor de contact la nivelul terenului de fundare se păstrează și modulii de deformație liniară pentru care aceasta se situează în jurul valorii de 10%. Calculul s-a realizat pentru încărcarea concentrată $P=250$ kN și secțiunile evidențiate în tabelele 6.3-6.6.

Tabel 6.3. Presiuni pe teren sub încărcare concentrată (secțiune 2I)

Modul de deformație liniară	Incarcare	Modul elasticitate beton	Sectiune element	σ_i	σ_M
[kPa]	[kN]	[kPa]		[kPa]	[kPa]

40000	250	3250000	2I	145,7 8	178,5 9
50000	250	3250000	2I	148,7 9	167,4 1
60000	250	3250000	2I	159,6 3	155,5 3
70000	250	3250000	2I	166,0 6	144,3 3
80000	250	3250000	2I	172,3 7	128,2 7

Tabel 6.4. Presiuni pe teren sub încărcare concentrată (secțiune 1.5I)

Modul de deformatie liniara	Incarcare	Modul elasticitate beton	Sectiune element	σ_i	σ_M
[kPa]	[kN]	[kPa]		[kPa]	[kPa]
30000	250	3250000	1,5I	144,6	176,54
40000	250	3250000	1,5I	150,05	161,74
50000	250	3250000	1,5I	162,07	147,77
60000	250	3250000	1,5I	170,85	135,88

Tabel 6.5. Presiuni pe teren sub încărcare concentrată (secțiune 3I)

Modul de deformatie liniara	Incarcare	Modul elasticitate beton	Sectiune element	σ_i	σ_M
[kPa]	[kN]	[kPa]		[kPa]	[kPa]
50000	250	3250000	3I	143,1 6	188,5 4
60000	250	3250000	3I	148,3 7	178,8 5
70000	250	3250000	3I	153,3 9	171,7
80000	250	3250000	3I	158,2 3	165,6 2

90000	250	3250000	3I	162,9	152,1 8
100000	250	3250000	3I	167,2 3	149,9 8
110000	250	3250000	3I	171,5 8	145,6 9
120000	250	3250000	3I	175,7 8	139,6 2
130000	250	3250000	3I	180,0 8	133,5 1

Tabel 6.6. Presiuni pe teren sub încărcare concentrată (secțiune 100x50 cm)

Modul de deformare liniara	Incarcare	Modul elasticitate beton	Sectiune element (echivalent 3,2I)	σ_i	σ_M
[kPa]	[kN]	[kPa]	[cm]	[kPa]	[kPa]
80000	250	3250000	100x50	166,2 6	198,9 4
90000	250	3250000	100x50	170,4 8	191,4 9
100000	250	3250000	100x50	174,4 8	182,0 5
110000	250	3250000	100x50	178,3 4	179,7 3
120000	250	3250000	100x50	182,0 9	168,8 7
130000	250	3250000	100x50	185,7 2	165,8 6
150000	250	3250000	100x50	192,4 9	156,3 2
170000	250	3250000	100x50	199,2 4	133,7 2

Pentru valorile presiunilor prezentate in tabelele 3-6 s-au obtinut variatiile procentuale ale presiunilor din figurile 6.14-6.17.

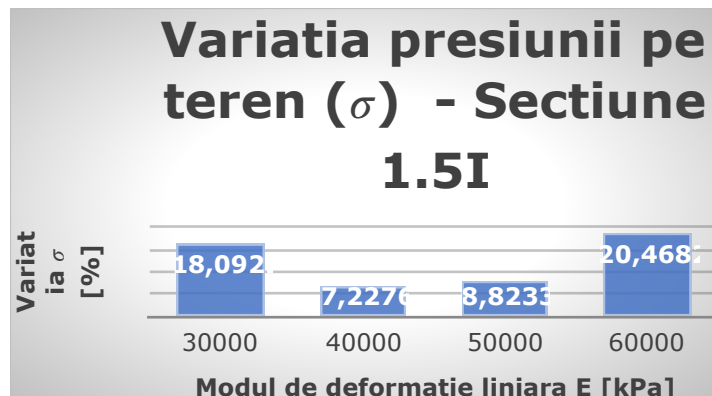


Figura 6.14. Variația presiunii pe teren (secțiune 1.5I)

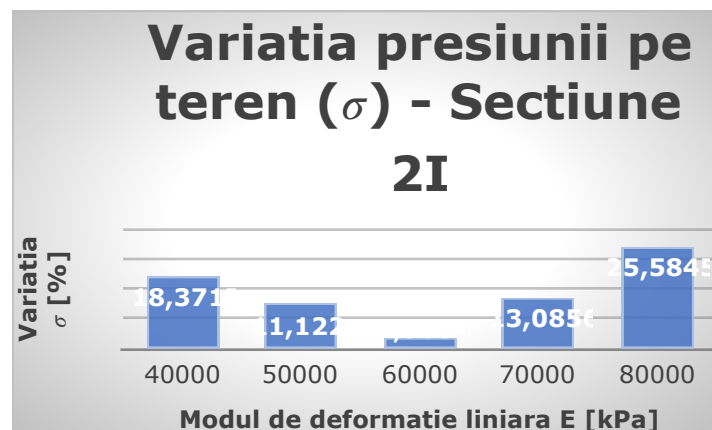


Figura 6.15. Variația presiunilor pe teren (secțiune 2I)

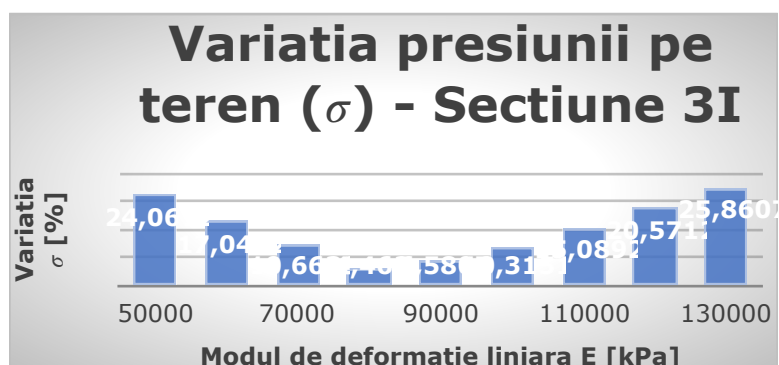


Figura 6.16. Variația presiunilor pe teren (secțiune 3I)

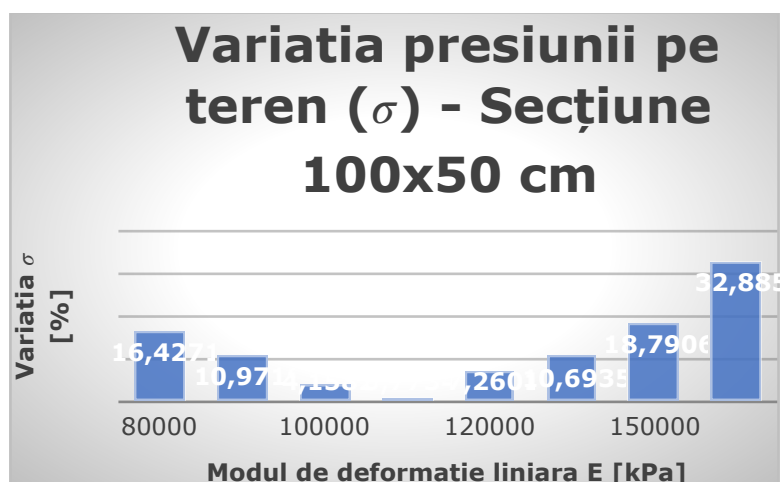


Figura 6.17. Variația presiunilor pe teren (secțiune 100x50)

În cea de-a doua etapă a calculelor se vor studia valorile maxime ale efortului încovoietor pentru cele două modele de calcul. Valorile deplasărilor nodale nu sunt importante în acest caz, deoarece obținerea unei tasări mai mici sau mai mari poate fi obținută prin modificarea rigidității reazemului Winkler. Analiza momentelor încovoietoare pentru cele două modele de calcul, mai exact diferența dintre valori (M_w respectiv M_{solid} exprimată în procente), reflectă în definitiv diferențele dintre deplasările nodale. Astfel, pentru diagrame de tasare diferite vor rezulta diagrame diferite ale momentului încovoietor. Eforturile de încovoiere rezultate, precum și diferențele dintre acestea, în funcție de încărcări și secțiunile transversale considerate se prezintă în tabelele 6.7 - 6.12.

Tabel 6.7. Eforturi de încovoiere sub încărcare concentrată

E	ν	Secțiune	Incarcare P	k	k nod	M solid	M W	M_w/M_{solid} [%]
5000	0,4	30x50	250	3173	433	184,83	169,57	92
10000	0,4	30x50	250	6839	933	179,95	167,46	93
20000	0,4	30x50	250	14740	2010	171,16	163,15	95
25000	0,4	30x50	250	18880	2575	167,19	161,01	96
30000	0,4	30x50	250	23100	3150	163,47	158,92	97
50000	0,4	30x50	250	40690	5549	150,63	150,94	100
100000	0,4	30x50	250	87700	11959	128,18	134,31	105
150000	0,4	30x50	250	137400	18736	113,59	121,63	107

Tabel 6.8. Eforturi de încovoiere sub încărcare uniform distribuită

E	ν	Sectiune	Incarcare q	k	k nod	M solid	M W	M_w/M_{solid} [%]
10000	0,4	30x50	50	6839	933	31,16	14,61	47
20000	0,4	30x50	50	14740	2010	28,85	13,98	48
40000	0,4	30x50	50	31780	4334	25,06	12,76	51
50000	0,4	30x50	50	40690	5549	23,48	12,19	52
80000	0,4	30x50	50	68490	9340	19,67	10,65	54
120000	0,4	30x50	50	107300	14632	16,02	8,96	56
140000	0,4	30x50	50	127300	17359	14,61	8,25	56
155000	0,4	30x50	50	142500	19432	13,68	7,77	57
160000	0,4	30x50	50	147600	20127	13,4	7,61	57
170000	0,4	30x50	50	157900	21532	12,85	7,32	57
190000	0,4	30x50	50	178600	24355	11,86	6,77	57
210000	0,4	30x50	50	199500	27205	11	6,27	57
250000	0,4	30x50	50	242100	33014	9,54	5,46	57
260000	0,4	30x50	50	252800	34473	9,22	5,28	57
280000	0,4	30x50	50	274400	37418	8,64	4,95	57
320000	0,4	30x50	50	318200	43391	7,63	4,35	57
500000	0,4	30x50	50	521800	71155	4,83	2,54	53
1000000	0,4	30x50	50	1125000	153409	2,81	2,22	79

Tabel 6.9. Eforturi de încovoiere sub încărcare uniform distribuită (secțiune 1.5I)

E	ν	Sectiune	Incarcare q	k	k nod	M solid	M W	M_w/M_{solid} [%]
30000	0,4	1,5I	50	22140	3019	29,03	14,09	49
40000	0,4	1,5I	50	30450	4152	27,63	13,66	49
50000	0,4	1,5I	50	39000	5318	26,34	13,24	50
60000	0,4	1,5I	50	47730	6509	25,16	12,83	51

Tabel 6.10. Eforturi de încovoiere sub încărcare uniform distribuită (secțiune 2I)

E	ν	Sectiune	Incarcare q	k	k nod	M solid	M W	M_w/M_{solid} [%]
----------	-------------------------	-----------------	--------------------	----------	--------------	----------------	------------	--

40000	0,4	2I	50	29480	4020	29,29	14,21	49
50000	0,4	2I	50	37750	5148	28,22	13,88	49
60000	0,4	2I	50	46200	6300	27,22	13,57	50
70000	0,4	2I	50	54810	7474	26,28	13,26	50
80000	0,4	2I	50	63550	8666	25,4	12,95	51

Tabel 6.11. Eforturi de încovoiere sub încărcare uniform distribuită (secțiune 3I)

E	ν	Secțiune	Incarcare q	k	k nod	M solid	M W	M_W/M_{solid} [%]
50000	0,4	3I	50	36490	4976	30,33	14,57	48
60000	0,4	3I	50	44650	6089	29,56	14,34	49
70000	0,4	3I	50	52970	7223	28,83	14,12	49
80000	0,4	3I	50	61420	8375	28,12	13,9	49
90000	0,4	3I	50	69980	9543	27,45	13,68	50
100000	0,4	3I	50	78640	10724	26,8	13,47	50
110000	0,4	3I	50	87400	11918	26,19	13,26	51
120000	0,4	3I	50	96250	13125	25,59	13,05	51
130000	0,4	3I	50	105200	14345	25,02	12,85	51

Tabel 6.12. Eforturi de încovoiere sub încărcare uniform distribuită (secțiune 100x50 cm)

E	ν	Secțiune	Incarcare q	k	k nod	M solid	M W	M_W/M_{solid} [%]
80000	0,4	100x50	50	101200	13800	32,33	14,83	46
90000	0,4	100x50	50	115300	15723	31,64	14,51	46
100000	0,4	100x50	50	129500	17659	30,97	14,2	46
110000	0,4	100x50	50	144000	19636	30,33	13,89	46

12000 0	0,4	100x50	50	158500	21614	29,71	13,59	46
13000 0	0,4	100x50	50	173300	23632	29,11	13,3	46
15000 0	0,4	100x50	50	203000	27682	27,98	12,74	46
17000 0	0,4	100x50	50	233200	31800	26,93	12,21	45

Se observă că atunci când asupra elementului acționează forța concentrată P , pentru o diferență a valorilor presiunii pe teren sub 10%, valorile efortului de încovoiere pentru cele două modele distincte de calcul sunt aproape identice (tabelul 6.7). În al doilea caz de încărcare însă (încărcarea uniform distribuită q), abaterile sunt mult mai mari, de aproximativ 50%, momentul încovoiator calculat pentru mediul elastic omogen fiind de circa două ori mai mare. Acest lucru se păstrează și pentru secțiuni diferite ale elementului din beton (tabelele 6.9-6.12) și diferiți moduli de elasticitate. Prin urmare elementul ce face obiectul studiu de caz nu poate fi modelat prin aplicarea unui reazem elastic tip Winkler fără aplicarea unor corecții, acestea fiind determinate în subcapitolul următor.

6.3.2.3. Determinarea unei rigidități constante corectate pentru reazemul elastic tip Winkler

După cum se poate observa la punctul precedent, raportat la modelul de calcul ce cuprinde terenul de fundare modelat prin caracteristici de compresibilitate ale materialului, bara pe mediu elastic tip Winkler prezintă eforturi de încovoiere mult mai mici atunci când este încărcată uniform. Acest lucru poate fi corectat prin modificarea rigidității k a reazemului elastic pe întreaga deschidere a grinzii din beton, sau prin modificarea rigidității doar în anumite noduri pentru a simula încovoierea. În cele ce urmează se vor analiza aceste două posibilități pentru grinda prezentată anterior.

Calculul se conduce pentru modulul de deformație liniară $E=210000$ kPa, încărcarea uniform distribuită $q=50$ kN/m și rigiditatea $k=27204$ kN/m a resortului tip Winkler (cu formula lui Biot) aplicată fiecărui nod. Se determină deplasările u pentru modelul format din grinda din beton și reazemul elastic Winkler (tabel 6.13) conform figurii 6.18 și încărcarea $P=uk$ ce revine fiecărui nod.

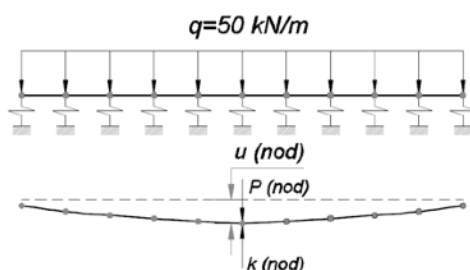


Figura 6.18. Schemă de calcul a încărcării P

Tabel 6.13. Deplasări nodale rezultate din calculul static și k calculat

	u Winkler	u solid	P Winkler	k calculat
	[mm]	[mm]	[kN]	[kN/m]
E=210000 kPa, $\mu=0,40,$ q=50 kN/ m, k=27204 kN/m	0,766	0,818	20,838	25474,32
	0,84	0,928	22,851	24597,41
	0,902	1,023	24,538	23986,31
	0,947	1,095	25,762	23526,94
	0,974	1,139	26,496	23262,51
	0,983	1,154	26,741	23172,44
	0,974	1,139	26,496	23262,51
	0,947	1,095	25,762	23526,94
	0,902	1,023	24,538	23986,31
	0,84	0,928	22,851	24597,41
	0,766	0,818	20,838	25474,32

Cu încărcarea P aferentă fiecărui nod se determină o nouă rigiditate "k calculat", prin împărțirea acestei încărcări la deplasările obținute pentru modelul de calcul ce cuprinde mediul elastic omogen (tabel 6.13). Diferența medie a acestor valori nodale ale rigidității calculate este de 12%, adică se impune utilizarea unei rigidități mai mici cu 12% față de cea calculată inițial cu relația lui Biot, adică $k_c=23940$ kN/m (valoare aplicată fiecărui nod). Pentru un reazem elastic cu rigiditatea $k_c=23940$ kN/m s-a obținut un moment încovoietor $M=6.84$ kNm, valoarea efortului omolog determinată pentru celălalt model de calcul fiind de 11 kNm.

Pentru valori mai mici ale rigidității resortului, de exemplu $k_c=8379$ kN/m valoarea efortului de încovoiere devine aproape identică cu cea etalon (11,01 kN), dar deplasările nodale sunt de aproximativ 3 ori mai mari, prin urmare acest procedeu de corecție a rigidității reazemului elastic produce deplasări complet eronate. În decursul calculelor statice s-a observat faptul că pentru rigidități mici ale resortului, adică pentru moduli de deformare liniară ai terenului de fundare mai mici, efortul încovoietor crește odată cu deplasările nodale.

O variantă des folosită este adăugarea unor reazeme articulate la capetele elementului liniar, iar deformațiile acestuia în câmp fiind controlate prin valoarea rigidității resorturilor aplicate în celelalte noduri. Această modelare însă anulează tasarea de ansamblu a elementului prin blocarea translației capetelor barei pe direcția gravitațională (fiind reazem articulat de asemenea deplasările orizontale vor fi blocate, elementul fiind rar solicitat după această direcție). Similar autorul

propune creșterea rigidității resorturilor nodale la capetele grinzii (figura 6.19), permițând totuși o translație a întregului element după direcția gravitațională.

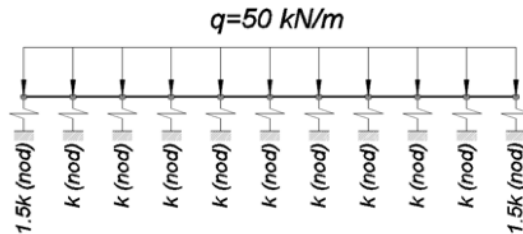


Figura 6.19. Creșterea rigidității resorturilor nodale la capetele grinzii

Pentru elementul în discuție și caracteristicile menționate anterior s-a determinat iterativ coeficientul de multiplicare de 1.5 al valorii k , unde k se determină cu relația lui Biot. Astfel valoarea momentului încovoietor este $M=10.76$ kNm, sau $M=11.13$ kNm atunci când k se multiplică cu 1.55. Aceste calcule s-au realizat pentru o discretizare de $L/10$ a elementului, adică 11 noduri și o lungime a segmentelor de bară de 0.50 m. Atunci când nodurile elementului se îndesesc printr-o discretizare mai fină, fenomenul de încovoiere devine mai puțin pronunțat, iar valorile momentului încovoietor scade semnificativ. Pentru a păstra valoarea efortului de încovoiere este necesară creșterea coeficientului de multiplicare a rigidității k la 2.5 pentru discretizarea în $L/20$ și 4.5 atunci când segmentele sunt 0.125 m ($L/40$).

În figura 6.20 se prezintă diagramele de deplasări nodale ale grinzii din beton atunci când este rezemată pe un pat de resorturi de rigiditate constantă, pe mediul elastic solid, respectiv același pat de resorturi cu excepția nodurilor de capăt pentru care rigiditatea s-a multiplicat cu coeficientul de 1.5.

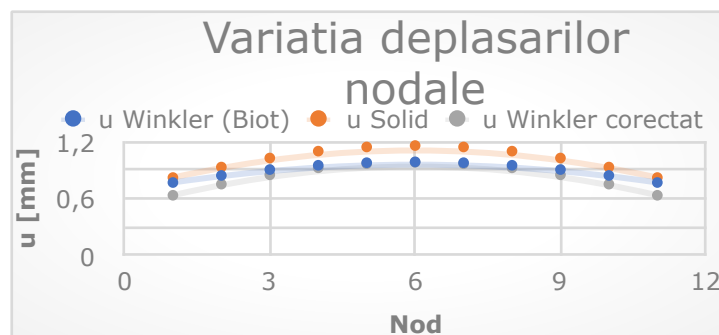


Figura 6.20. Diagrame de deplasări nodale după direcția gravitațională sub încărcarea $q=50$ kN/m

Prin multiplicarea rigidității resorturilor de capăt cu 1.5 se obțin deplasări mai mici ale acestora și astfel se produce o încovoiere mai pronunțată în câmpul grinzii. Valorile deplasărilor nodale sunt cu aproximativ 15% mai mici raportate la mediul elastic omogen în cazul reazemului tip Winkler corectat în câmp, în timp ce la

capetele grinzii diferența este aproximativ 23%, pentru rigiditatea k calculată cu relația lui Biot. După caz, prin abordări diferite de calcul a coeficientului de pat diferențele dintre valorile deplasărilor pot fi reduse astfel încât acestea să reflecte tasarea structurii.

În ceea ce privește rigiditatea elementului calculată cu relațiile (2.1) și (2.2), elementul din beton de secțiune 30x50 cm (bxh) poate fi considerat rigid sub încărcarea concentrată $P=250$ kN atunci când modulul de deformație liniară nu depășește 20000 kN/m², sau pentru cazul încărcării $q=50$ kN/m pentru moduli de deformație liniară mai mici decât 10000 kN/m² și aceeași secțiune. Pentru o secțiune mai mare, de exemplu 30x72 cm (bxh) elementul poate fi considerat rigid pentru moduli de deformație liniară mai mici de 50000 kN/m².

Prin aplicarea relației (6.1) și rigiditățile resorturilor calculate cu relația lui Biot (tabelele 6.7-6.12) elementul ce face obiectul prezentului studiu de caz se încadrează în categoriile b) și c) conform capitolului 6.2.4, adică grinzi medii și lungi, prin urmare bara se consideră deformabilă, încovoierea fiind necesar a fi evaluată în vederea dimensionării structurale.

7. Stabilitatea la alunecare a fundațiilor

7.1. Îmbunătățirea stabilității la alunecare prin creșterea forței de frecare

7.1.1. Măsuri constructive uzuale pentru îmbunătățirea stabilității la alunecare

Principalele măsuri pentru mărirea stabilității la alunecare a fundațiilor sau a masivelor sunt execuția tălpii fundației la un unghi sau realizarea de pîteni sau redane pentru creșterea coeziunii dintre elementul structural și terenul de fundare. În cazul terenurilor de fundare slabe este necesară mărirea greutateii elementului sau realizarea de ancoraje în vederea asigurării stabilității la alunecare. În capitolele ce urmează se va analiza posibilitatea creșterii forțelor de frecare rezistente și, implicit, stabilitatea la alunecare în cazul fundațiilor din beton amplasate pe terenuri slabe prin adăugarea de pîteni, dar fără a crea forțe de coeziune sau încastrarea acestora. De asemenea se va analiza comportarea acestor fundații atunci când fundația începe să alunece, iar forțele de frecare rezistente devin cinetice. În prezent, în practica inginerescă aferentă construcțiilor speciale măsurile constructive stabilizatoare nu sunt luate în considerare în calculele de dimensionare, excepție fac cazurile în care efectele acestor măsuri sunt susținute de încercări experimentale realizate anterior sau în timpul proiectării acestora.

7.1.2. Îmbunătățirea stabilității la alunecare a fundațiilor prin rugozitatea tălpii de fundare – teoria frecării prin brăzdare

Prin fenomenul de brăzdare, rugozitățile suprafeței mai dure pătrund în materialul mai moale, prin deplasarea relativă a corpurilor. În mod uzual acest

fenomen este studiat în cadrul organelor de mașini unde se pot determina efectele frecării asupra pieselor metalice și uzura acestora. În ingineria construcțiilor diferența de rigiditate și duritate între materialele supuse frecării este mult mai mare (betonul din fundații, radiere etc. și terenul de fundare, în majoritatea cazurilor nestâncos), lucru care conduce la fenomenul de brăzdare în cazul unei rugozități mărite a tălpii fundației – de exemplu prin realizarea pintenilor. În studii și literatura de specialitate aferente ingineriei mecanice (tribologie) [7.1] a fost abordată în principal problema rugozităților sferice și cilindrice rigide la contactul dintre diverse metale de diverse durități. În prezenta lucrare se va analiza îmbunătățirea stabilității la alunecare prin rugozități paralelipipedice sub formă de pinteni și implicit mărirea forței de frecare rezistente prin brăzderea terenului de fundare.

7.1.2.1. Rugozități (definiții)

Rugozitatea unei suprafețe este o componentă a texturii acesteia și este măsurată în direcția normală la aceasta raportată la forma ei ideală [7.5]. Cu cât aceste deviații de la forma ideală a suprafeței sunt mai mari, suprafața are o textură ruгоasă, însă pentru determinarea rugozității trebuie cunoscute frecvența și amplitudinea acestor deviații. În practică rugozitatea se măsoară la nivel microscopic și influențează frecarea la contactul dintre suprafețe precum și uzura acestora. În domeniul construcțiilor hidrotehnice rugozitatea influențează curgerea apei (deversoare, conducte etc.) sau vitezei de curgere a acesteia, precum și frecarea dintre elementele structural (ex. rosturile dintre ploturile barajelor sau stabilitatea la alunecare a acestora).

Unul dintre cei mai uzuali parametric prin care se exprimă rugozitatea suprafețelor este rugozitatea medie aritmetică, notată R_a . Practic, R_a reprezintă media aritmetică a deviațiilor y_i , măsurate pe o lungime l (fig. 7.1):

$$R_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i|$$



Figura 7.1. Măsurarea deviațiilor pentru calculul R_a

Unitatea de măsură pentru rugozitate este μm , dar în prezenta lucrare referințele la aceasta vor fi în metri, datorită dimensiunilor intenționat mari ale elementelor ce compun rugozitatea suprafețelor în discuție. Având în vedere că, deși adevărata rugozitate a suprafeței din beton, conform definiției va fi neglijată, prin adăugarea unor printeni fenomenul este reprodus la o scară mult mai mare. Datorită lipsei încastrării elementului în terenul de fundare, precum și cedarea suprafeței mai puțin rigidă (terenul de fundare) fenomenul de "agățare" a asperităților produce cedarea locală a materialului mai moale, fenomen numit în tribologie brăzdare datorită unor rugozități.

Ca exemplu practice se va determina rugozitatea medie aritmetică (R_a) pentru fundațiile F2 și F4, cu deviațiile măsurate conform figurii 7.2 (F2-a, F4-b).

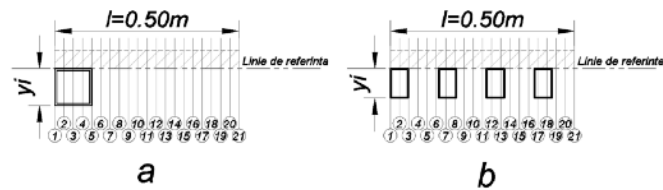


Figura 7.2. Calculul rugozității medii aritmetice pentru F2 (a) și F4 (b)

Numărul de deviații s-a măsurat după $n=21$ de puncte după linia de referință ce coincide cu suprafața betonului la nivelul tălpii de fundare. Pentru fundația F2 s-a obținut $R_a=0.0238$ m, în timp ce pentru F4 $R_a=0.034$ m. Lungimea totală este lungimea tălpii fundației (0.50 m), iar intervalele dintre cele 21 de puncte de referință sunt echidistante.

7.1.2.2. Rugozități cilindrice rigide

Rugozitățile cilindrice rigide sunt în contact cu o suprafață plană moale, realizată dintr-un material a cărui limită de curgere se notează cu σ_c . În urma solicitării date de o forță orizontală, cu direcția paralelă suprafeței plane materialul moale se deformează la atingerea limitei de curgere dar nu curge, ci este brăzdat și, prin urmare deformat plastic. În figurile 7.3 și 7.4 se prezintă, simplificat cazurile rugozităților cilindrice (orizontal, respectiv vertical).

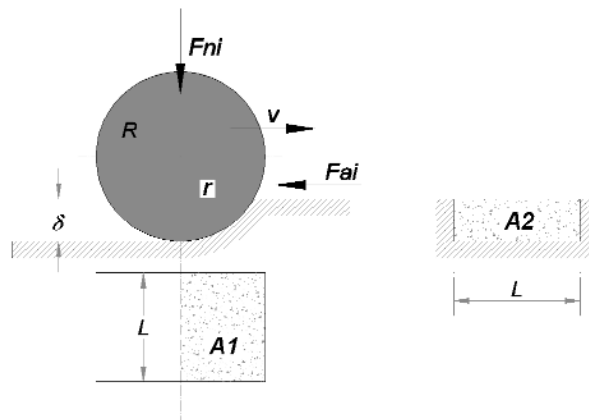


Figura 7.3. Rugozitate cilindrică orizontală

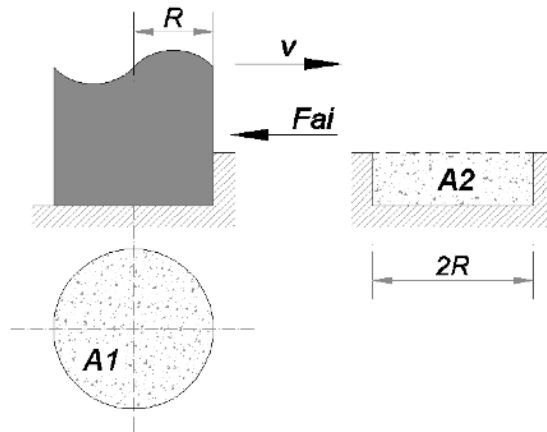


Figura 7.4. Rugozitate cilindrică verticală

Coeficientul de frecare la brăzdare, pentru cilindrul orizontal, se scrie:

$$\mu_b = \frac{F_{ai}}{F_{ni}} = \frac{A_2 \cdot \sigma_c}{A_1 \cdot \sigma_c} = \sqrt{\frac{1}{2 \cdot \frac{R}{\delta} - 1}}$$

unde A_1 și A_2 reprezintă ariile de contact dintre cele două corpuri în momentul brăzdării.

Raportul între componentele F_{ai} , respectiv F_{ni} , în situația cilindrilor verticali devine:

$$\mu_b = \frac{F_{ai}}{F_{ni}} = \frac{A_2 \cdot \sigma_c}{A_1 \cdot \sigma_c} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\delta}{R}$$

unde $A_1 = \pi R^2$, iar $A_2 = 2R\delta$, de asemenea ariile de contact dintre cele două corpuri.

Se observă că relațiile anterioare sunt valabile pentru materiale omogene și că forța rezistentă acțiunii este mai mare atunci când aria de contact A_2 este mai mare. Prin creșterea mărimii δ se ajunge la încastrare, adică pe direcția acțiunii forței F_{ai} materialul nu mai curge, iar corpul rigid nu se mai poate deplasa. Având în vedere că în ingineria construcțiilor elemente de rugozitate de formă sferică sau cilindrică sunt greu de realizat, autorul propune simplificarea principiului pentru rigidități de formă prismatică, adică pinenți de dimensiuni reduse care contribuie la formarea fenomenului de brăzdare, dar nu asigură încastrarea fundației.

7.1.2.3. Rugozități prismatice rigide

Atunci când rezistența la forfecare a terenului de fundare se apropie de cea a betonului din care este realizat elementul structural este economică realizarea de pinteni pentru a împiedica alunecarea (încastrare). Cu cât terenul este mai moale și rezistența acestuia la forfecare scade, suprafața pintenului trebuie să fie mai mare pentru a limita efortul transmis terenului de fundare, după cum se poate observa în schematizarea din figura 7.5. Cu cât suprafața de contact scade, valoarea efortului unitar la nivelul terenului de fundare crește liniar și se produce cedarea locală prin forfecare.

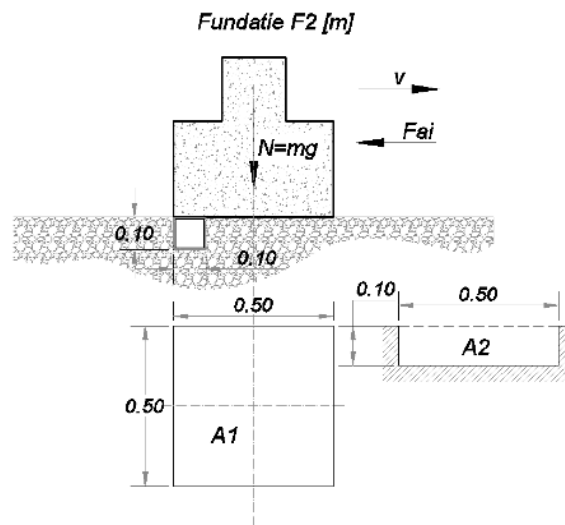


Figura 7.5. Rugozitate prismatică în cazul unei fundații izolate

În figura 7.5 se prezintă, pentru exemplificare, o fundație din beton cu suprafața tălpii de 50 x 50 cm și un pînten de secțiune rectangulară 10 x 10 cm și lungime 50 cm, pîntenul reprezentând rugozitatea prismatică. Pentru a elimina forțele rezistente pasive ale umpluturii, se consideră că în acest caz fundația este amplasată la suprafața terenului de fundare. Elementul care conduce la formarea fenomenului de brăzdat este pîntenul de la nivelul tălpii de fundare.

Ca și în cazul rugozităților cilindrice, se poate scrie relația:

$$\mu_b = \frac{F_{ai}}{F_{ni}} = \frac{A_2 \cdot \tau}{A_1 \cdot \sigma_c}$$

unde A_1 și A_2 reprezintă amprenta fundației pe terenul de fundare respectiv suprafața de material brăzdat, iar τ efortul de forfecare admisibil al terenului de fundare. Având în vedere că σ_c reprezintă presiunea pe teren a fundației, acesta reprezintă suma încărcărilor gravitaționale pe talpa fundației (notate cu V), împărțite la suprafața tălpii fundației. Relația anterioară devine:

$$\mu_b = \frac{F_{ai}}{F_{ni}} = \frac{A_2 \cdot \tau}{A_1 \cdot \sigma_c} = \frac{A_2 \cdot \tau}{A_1 \cdot \frac{V}{A_1}} = \frac{A_2 \cdot \tau}{V}$$

Având în vedere că stabilitatea la alunecare este influențată în mare parte de greutatea fundației, eforturile care produc cedarea locală a terenului de fundare τ se poate înlocui, în concordanță cu Criteriul Mohr – Coulomb [7.4]:

$$\tau_f = S'_n \cdot \tan f'$$

pentru pământuri necoezive, sau prin adăugarea efectului coeziunii, în cazul pământurilor coezive:

$$\tau_f = c' + S'_n \cdot \tan f'$$

unde f' reprezintă unghiul de frecare al terenului de fundare.

După criteriul de cedare Tresca [7.7], $\tau_f = S_u$ este constant și se numește rezistența la forfecare nedrenată (S_u). Valori uzuale pentru S_u se prezintă în tabelul 7.1 [7.4].

Tabel 7.1 Rezistențe la forfecare nedrenate

	S_u [kPa]
Terenuri tari	> 150
Terenuri compacte	40...75
Terenuri moi	20...40
Terenuri foarte moi	< 20

Conform Criteriului Tresca, efortul de forfecare nedrenată se scrie:

$$2 \cdot \tau_f = \sigma_1 - \sigma_3, \text{ astfel:}$$

$$\tau_f = S_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

unde σ_1 și σ_3 reprezintă principalele eforturi la nivelul probei examinate după direcția orizontală respectiv verticală.

7.2. Mărirea stabilității la alunecare a suporturilor din beton armat pentru estacade de conducte tehnologice prin creșterea rugozității tălpii de fundare – Studiu de caz

7.2.1. Suporturi pentru estacade de conducte tehnologice

Suporturile din beton armat pentru estacadele tehnologice sunt structuri sau elemente de susținere de forma unor stâlpi, console, pereți etc., realizate de obicei din oțel sau beton armat, cu structură independentă sau fixați de alte elemente structurale. În funcție de conductele tehnologice și portanța acestora, necesitatea dispunerii suporturilor de susținere poate ridica probleme ingineresti complexe și conduce la realizarea de poduri, supratraversări sau adaptarea unor structuri pentru a facilita susținerea acestora.

Suporturile de tip "perete" (figura 7.6) se pretează atunci când estacada cuprinde un pachet de mai multe conducte, de exemplu în cadrul rețelelor de termoficare sau a celor de zgură și cenușă din cadrul termocentralelor.

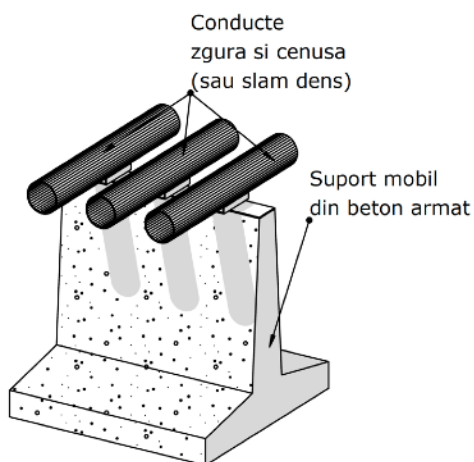


Figura 7.6. Suporturi din beton armat pentru estacade tehnologice

În general susținerea estacadelor tehnologice este alcătuită din suporturi mobile (ce permit conductelor dilatarea) și suporturi fixe (figura 7.7) ce nu permit nici o deplasare. Stabilirea poziționării acestora precum și determinarea numărului de suporturi fixe ai unei estacade se determină în urma unui calcul de dimensionare hidraulică și de rezistență a conductelor la încărcări din exploatare precum și solicitări accidentale provenite din seism, șoc, lovitură de berbec etc.

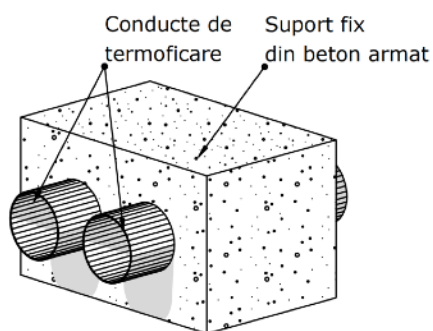


Figura 7.7. Suporturi fixe din beton armat pentru conducte de termoficare

Încărcările transmise suporturilor sunt verticale (greutatea conductelor și a fluidului vehiculat) și orizontale (forțe de frecare din dilatarea conductelor). La nivelul suporturilor fixe încărcările orizontale sunt foarte mari, mai ales în cazul conductelor de oțel supuse unor variații de temperatură mari (de exemplu în cazul conductelor de termoficare). Deși în marea lor majoritate estacadele sunt susținute suprateran de stâlpi din beton armat sau metalici și fundații executate monolit sau prefabricat, în cazul depozitelor de zgură și cenușă sau a terenurilor unde se întâlnesc diferențe de nivel se preferă realizarea de suporturile prefabricate de forma celor din figura 7.8.

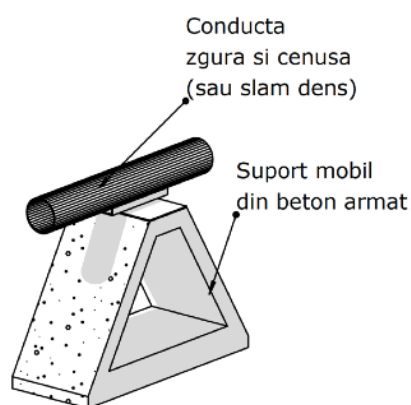


Figura 7.8. Suport prefabricat pentru conducte tehnologice

Suporturile prefabricate, în funcție de cota proiectată a conductelor și panta acestora și a amplasamentului de multe ori dificil (digurile de compartimentare ale depozitelor de zgură și cenușă, incinte ale termocentralelor etc.) cota de fundare se apropie de cota terenului sau terenul de fundare este foarte slab (nisipuri, zgură și cenușă, umpluturi în incintele termocentralelor). Una dintre probleme este dimensionarea suporturilor fixe, care de obicei au dimensiuni semnificative datorită forțelor orizontale mari și trebuie poziționate în spații relativ restrânse. În prezent stabilitatea la alunecare este îndeplinită prin forțele de frecare rezistente date de greutatea elementelor din beton. Pentru mărirea stabilității la alunecare în terenuri slabe se practică amplasarea de pinteni la nivelul tălpii de fundare sau realizarea unei fundații în trepte, similar masivelor de ancoraj ale aducțiunilor întâlnite în cadrul amenajărilor hidrotehnice. În prezenta teză autorul propune optimizarea consumului de beton prin mărirea rugozității fundațiilor la nivelul tălpii de fundare, evitând încastrarea pintenului în terenuri slabe.

7.2.2. Verificarea stabilității la alunecare a suporturilor pentru estacade de conducte tehnologice

În general calculul de stabilitate și rezistență se face conform normativului NP112 din 2014 similar cu al fundațiilor de suprafață izolate. Suporturile sunt solicitate la compresiune excentrică, excentricitățile fiind de obicei mari. Datorită

solicitărilor mari pe direcția orizontală, alături de stabilitatea la răsturnare și limitarea presiunilor pe teren, separat se verifică stabilitatea ala alunecare. Stabilitatea la alunecare este asigurată de forțele de frecare rezistente date de suma forțelor verticale multiplicată cu coeficientul de frecare dintre terenul de fundare și talpa fundației, așa cum s-a prezentat la punctul 7.2, cu schema statică simplificată din figura 7.9.

$$\Sigma H \leq f \Sigma V,$$

unde f reprezintă coeficientul de frecare statică între fundație și terenul de fundare, ΣH suma forțelor orizontale ce acționează asupra fundației/structurii, iar ΣV suma forțelor verticale.

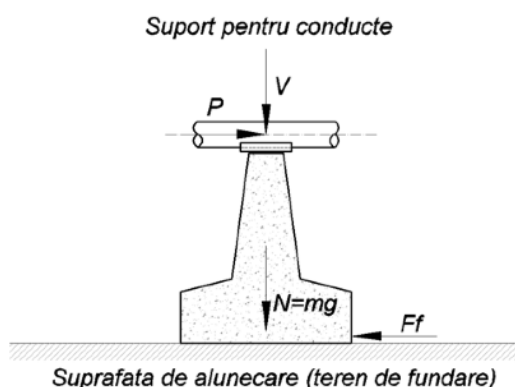


Figura 7.9. Schema de verificare a stabilității suporturilor pentru conducte tehnologice

Forțele verticale V sunt date de greutatea conductei și a fluidului vehiculat, greutatea fundației, la care se adaugă solicitări variabile tehnologice sau din acțiunea zăpezii, după caz. Orizontal, fundația este solicitată de forțele de frecare la nivelul suportului metalic al conductei (fig. 7.9), forțe rezultate în urma calculului de dimensionare a conductelor. ΣH și ΣV se corectează cu coeficienții e supraîncărcare impuși de normele aplicabile, similar cu cazul barajelor prezentat anterior, în funcție de combinațiile aferente de încărcări.

7.2.3. Încercări pe modele la scară din beton armat

În vederea optimizării elementelor suporturilor pentru estacadele tehnologice, în special cei destinați estacadelor tehnologice de transport al zgurii și cenușii de termocentrală, slam dens sau a rețelelor de termoficare, autorul propune calculul forțelor de frecare ce opun rezistență alunecării fundațiilor prin crearea de rugozități sub formă de pineni la nivelul tălpii de fundare. De asemenea se va analiza comportarea fundațiilor suporturilor pentru conducte exclusiv în cazul alunecării, atât sub rezistența forțelor de frecare statice, cât și a celor cinetice (dinamice).

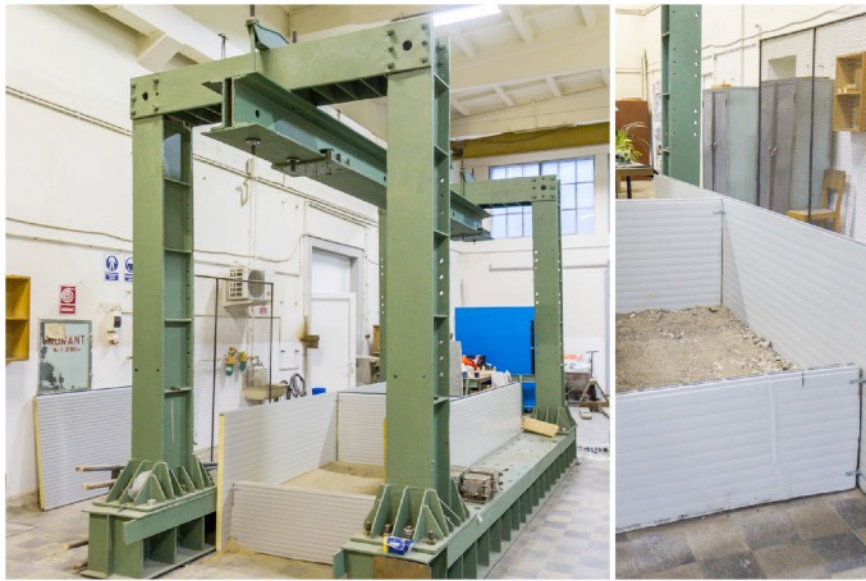
Calculul coeficienților de frecare în cazul modificării tălpii fundațiilor prin adăugarea de rugozități se va conduce după teoria frecării prin brăzdare. Scopul acestei analize este creșterea stabilității la alunecare și evaluarea forțelor de frecare

rezistente înainte și după ce fundația începe să alunece. În cadrul desfășurării încercărilor experimentale se va urmări comportarea fundațiilor cu talpa modificată cât și a celei cu talpa plană odată ce se produce alunecarea. Se urmărește îmbunătățirea comportării fundațiilor prin creșterea inerției dar și îngreunarea alunecării, caz aplicabil ipotezelor de calcul excepționale. Deși până în momentul de față aceste procedee sunt relative comune, aportul acestora nu a fost cuantificat în mod explicit, aceste măsuri fiind considerate constructive, fără a fi incluse în calculele de dimensionare.

Astfel s-au efectuat încercări experimentale pe patru tipuri de fundații din beton, la scara 1:2, iar rezultatele vor fi comparate cu modelul matematic. În cele ce urmează se prezintă încercările și măsurătorile efectuate. Obiectivul acestor încercări este de a crește coeficientul de frecare cu aproximativ 10% dar și evaluarea forțelor de frecare rezistente după producerea alunecării în vederea posibilității preluării unor încărcări semnificativ mai mari prin deplasarea elementelor pe direcția orizontală fără riscul pierderii stabilității.

7.2.3.1. Standul de încercare

Standul de încercare este compus din două cuve de dimensiuni 1.30 m x 1.70 m (BxL), realizate din panouri sandwich, după cum se poate observa în figurile 7.10 – 7.12 și în imaginile de mai jos.



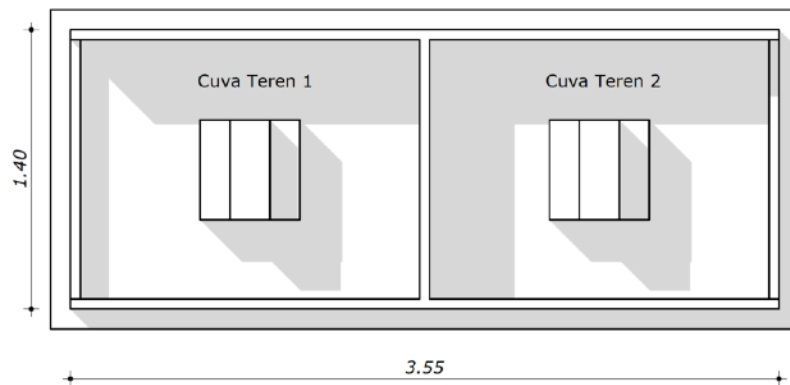


Fig. 7.10. Stand de încercare – Ansamblu

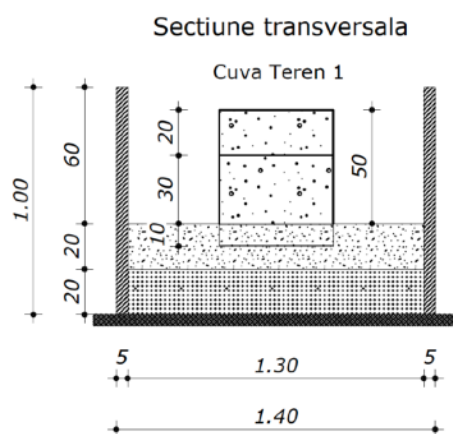


Fig. 7.11. Stand de încercare – Secțiune transversală

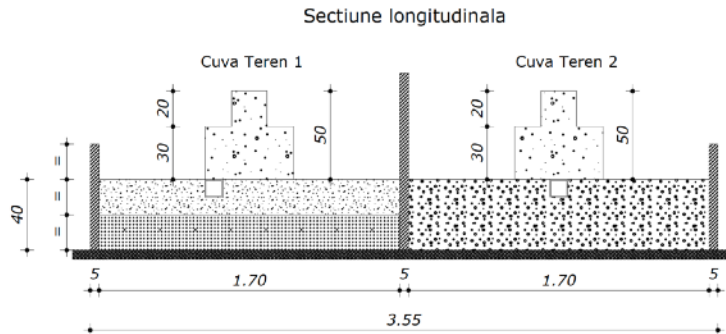


Fig. 7.12. Stand de încercare – Secțiune longitudinală

În cele două găesc două tipuri de teren de fundare:

Terenul de fundare 1, alcătuit din material de umplură din nisip mare și mijlociu, într-un strat de grosime de 50 cm, cu următoarele caracteristici:

- densitate în stare uscată $\rho_{d \max} = 1.84 \text{ g/cm}^3$, figura 7.13;
- umiditate optimă de compactare $w'_{\text{opt}} = 7.5 \%$, figura 7.14;

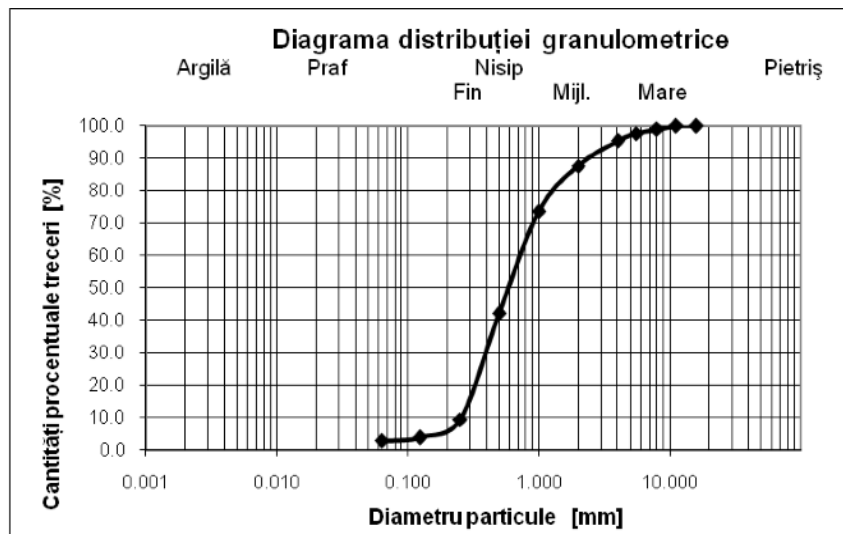


Fig. 7.13. Rezultatele analizei granulometrice nisipului analizat

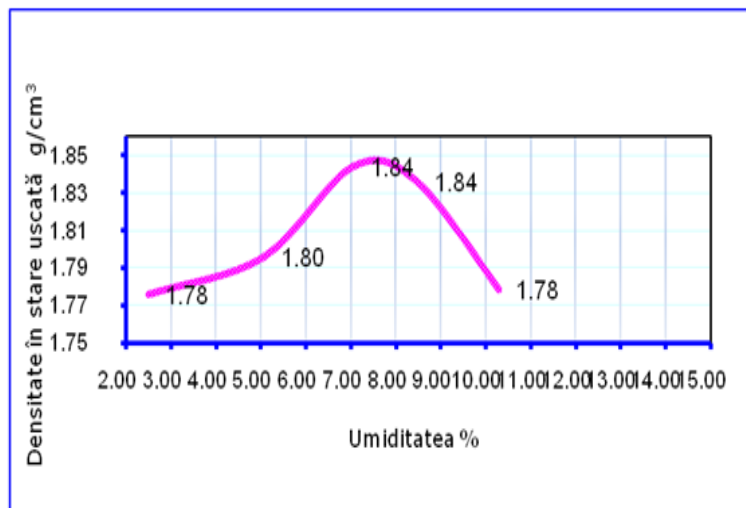


Fig. 7.14. Curba Proctor a nisipului (stratul de bază) analizat

Au fost realizate patru încercări, curba Proctor fiind construită cu valorile medii ale rezultatelor acestora. Determinarea umidității optime de compactare prin încercarea Proctor s-a realizat conform SR EN 13286-2:2011. Compactarea materialului în stand s-a făcut la fiecare strat de 10 cm, după fiecare tasare a stratului s-au realizat încercări cu placa dinamică, pentru stabilirea gradului de compactare, Valorile stabilite pe straturi s-au respectat la toate variantele de realizare a testului.

Terenul de fundare 2 reprezintă un teren granular obținut din concasarea betonului, cu grosimea de 50 cm. Compactarea materialului în stand s-a făcut la fiecare strat de 10 cm, după fiecare tasare a stratului s-au realizat încercări cu placa dinamică, pentru stabilirea gradului de compactare, Valorile stabilite pe straturi s-au respectat la toate variantele de realizare a testului. Caracteristicile materialului de umplură se prezintă în figura 7.15.

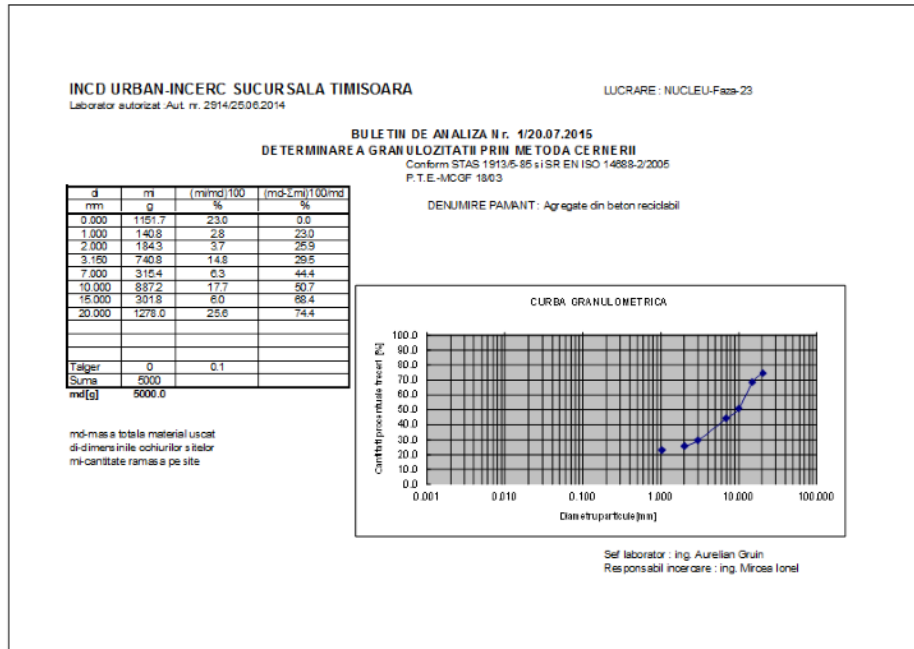


Figura 7.15. Rezultatele analizei granulometrice

Cele patru elemente din beton supuse încercărilor au caracteristicile geometrice prezentate în figura 7.16. Rugozitățile de la nivelul tălpilor de fundare s-au realizat din țevă rectangulară din oțel (vezi figura), fundația 1 având talpa plană, aceasta reprezentând proba de control. Cele patru fundații au fost solicitate de o forță orizontală aplicată cât mai aproape de nivelul tăpii pentru a induce doar alunecarea (limitarea excentricității).

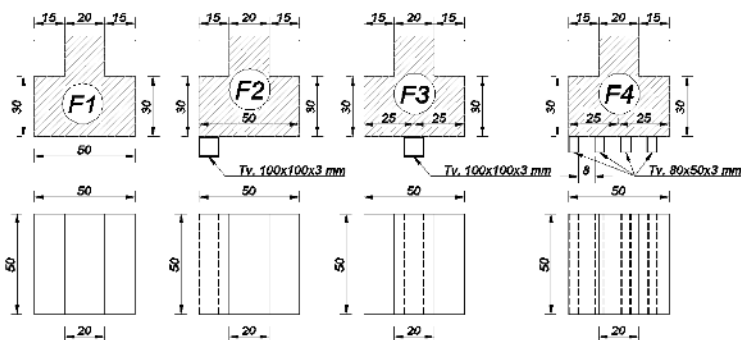


Figura 7.16. Fundații din beton – Caracteristici geometrice

Detaliile constructive ale acestor fundații se pot observa și în imaginile de mai jos:



7.2.3.2. Măsurători și rezultate

Măsurarea deplasărilor se face prin doi senzori de deplasare, unul la piciorul aval (raportat la punctul de aplicație al forței de împingere) pentru măsurarea alunecării, respectiv la nivelul tălpii amonte pentru a măsura deplasarea pe verticală a tălpii (figura 7.17).

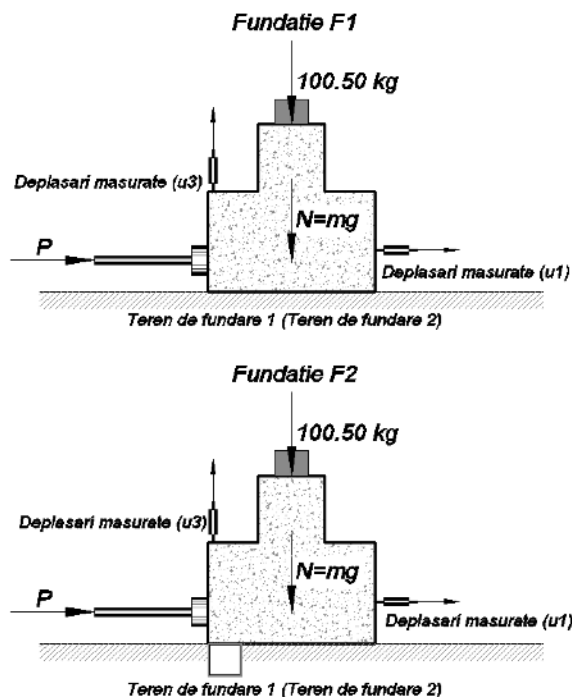


Figura 7.17. Schema de încercare a fundațiilor

Încercările se conduc pe patru elemente din beton, la scara 1:2, iar rugozitățile prismatice s-au realizat din țevă rectangulară din oțel (vezi figura 7.16). Pentru fiecare tip de fundație în parte rugozitatea la nivelul tăpii a fost modificată prin poziția diferită a țevii metalice sau dispunerea de mai multe țevi. Modele structurale studiate reprezintă suporturi pentru conducte rezemați la nivelul terenului de fundare pe o talpă, conductele fiind montate pe un rebord sub forma unui perete, element masiv, sau talpa din beton și suport metalic tip "T" (fig. 7.18). Datorită standului de încercare și posibilitățile laboratorului din momentul respectiv, s-a ales ca formă optimă un suport cu talpă și rebord din beton. Elementele s-au notat F1...F4, numite în acest caz fundații.

Solicitările pentru care s-a făcut dimensionarea teoretică reprezintă forțele de dilatare date de două conducte din oțel cu diametrul de 168 mm și grosimea peretelui de 8 mm ce transportă slam dens [7.6], densitatea fluidului fiind de 1,30 ori mai mare decât cea a apei. După direcția orizontală acționează forța de frecare datorată dilatărilor estacadei la variațiile de temperatură (atât în cazul funcționării cât și în cazul în care tronsonul aferent nu transportă fluid) cu valoarea de 110 daN, iar gravitațional greutatea conductei și a fluidului transportat. Valorile acestor încărcări au fost înjumătățite pentru a păstra scara de 1:2 a elementelor. Astfel a rezultat un volum de beton de 0,20 mc necesar pentru a asigura stabilitatea la alunecare. În funcție de posibilitățile standului de încercare, procedurilor aferente și resursele disponibile s-au analizat mai multe tipuri de elemente din beton, conform figurii 7.18.

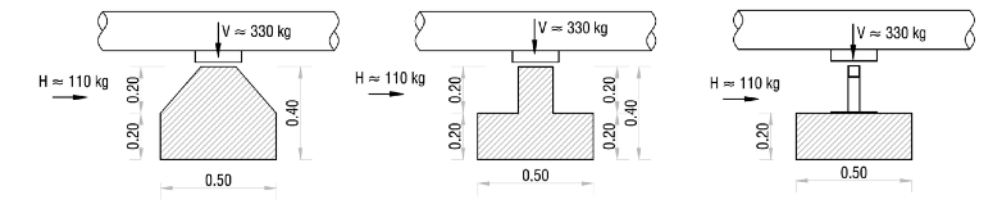


Figura 7.18. Tipuri de suporturi propuse

Pentru desfășurarea încercărilor și a simulărilor numerice s-a ales a doua variantă, adică un suport din beton cu caracteristicile geometrice prezentate anterior (figura 7.14). Datorită limitărilor standului de încercare, încărcarea V dată de conductă nu se va aplica pe elementul din beton. Cu toate acestea, măsurarea forțelor de frecare rezistente se va realiza și pentru cazul aplicării unei sarcini verticale suplimentare în vederea confirmării coeficienților de frecare. Toate calculele de dimensionare și verificare se conduc inițial pe elementul notat F1, acesta având talpa de fundare plană, considerat proba de control. În urma turnării s-a verificat solicitarea teoretică capabilă la alunecare, pentru fiecare tip de teren în parte:

Teren 1

$H_{cap} = \mu G = 102.60 \text{ daN}$, unde G reprezintă greutatea fundației, iar μ coeficientul de frecare pentru nisip, ales 0.45 conform NP112/2014 și NP136/2014

Teren 2

$H_{cap} = \mu G = 114 \text{ daN}$, unde G reprezintă greutatea fundației, iar μ coeficientul de frecare pentru nisip, ales 0.50 conform NP112/2014 și NP136/2014

În cazul adăugării unei sarcini suplimentare după direcția gravitațională $V=100.50 \text{ daN}$, H_{cap} devine 147.82 daN pentru retenul de fundare notat Teren 1 și 164.25 daN în cazul terenului de fundare 2. Prin adăugarea acestei sarcini suplimentare s-a urmărit respectarea proporționalității dintre forța orizontală și cea normală.

Verificarea și calibrarea încercărilor se face prin solicitarea după direcția orizontală a fundației F1 (fără rugozitate) pe ambele tipuri de teren, după schema din figura 7.17, fără a lua în calcul greutatea conductei, cu relația:

$$P \leq f G_{fundație}$$

$$G_{fundație} = m g$$

Unde P reprezintă solicitarea orizontală, m masa fundației, iar $g=9,81 \text{ m/s}^2$ (acelerația gravitațională), iar f coeficientul de frecare statică între fundație și terenul de fundare.

Se consideră că fundația începe să alunece la deplasări mai mari de 0,1...0,50 mm, acestea fiind considerate erori acceptabile datorită pozării elementului din beton pe patul de fundare. În figurile 7.19-7.21 se prezintă diagramele de încărcare pentru F1-F4, solicitate orizontal, fără forțe suplimentare după direcția gravitațională. Măsurătorile complete se prezintă în Anexa 7.1. Modul de desfășurare a încercărilor se poate observa și în imaginile de mai jos, fiecare fundație fiind încercată pentru fiecare teren de fundare în parte.



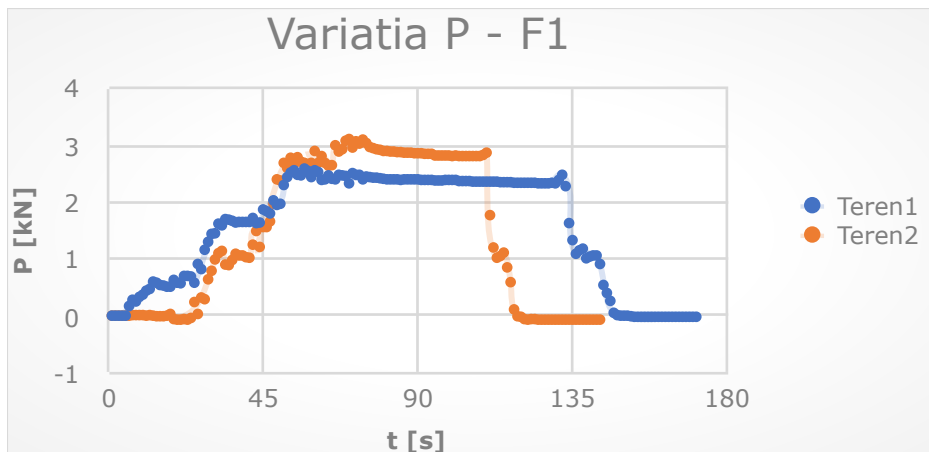


Figura 5.21. Diagramă de încărcare în stand pentru F1

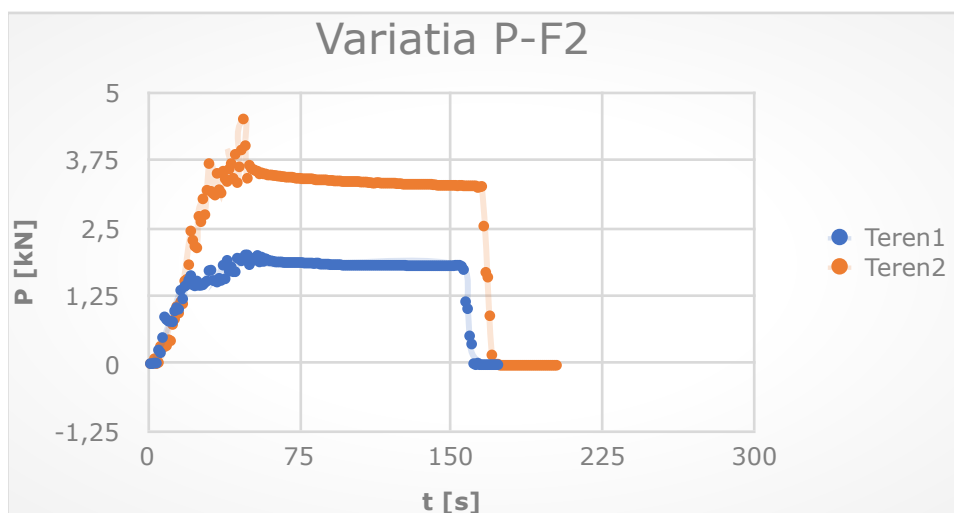


Figura 7.19. Diagramă de încărcare în stand pentru F2

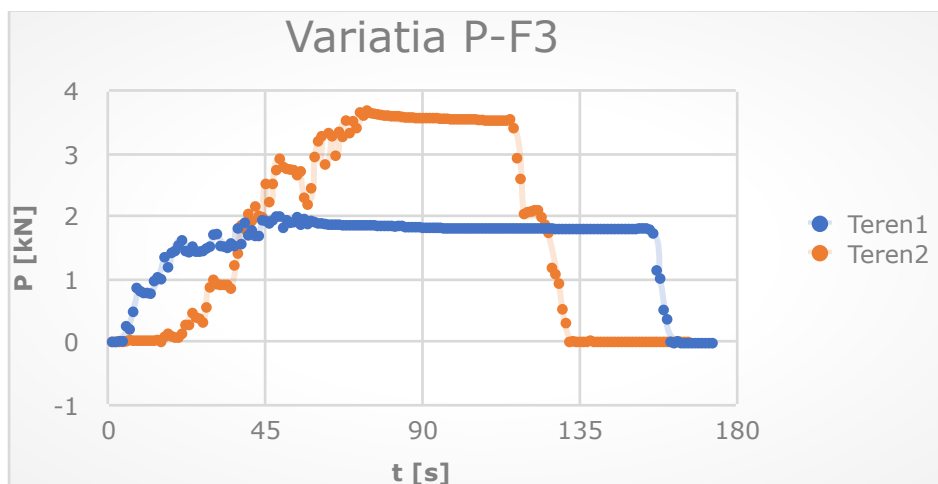


Figura 7.20. Diagramă de încărcare în stand pentru F3

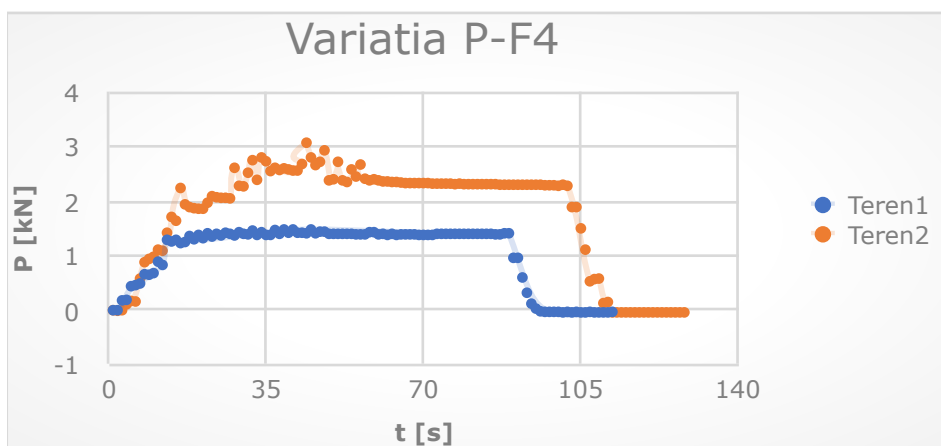


Figura 7.21. Diagramă de încărcare în stand pentru F4

Diagramele forță-deplasare pentru fiecare tip de teren în parte se prezintă în figurile 7.22 și 7.23. Suplimentar se analizează comportarea celor patru elemente atunci când asupra acestora acționează o încărcare verticală (gravitațional) cu valoarea de 1,05 kN (figurile 7.24 și 7.25).

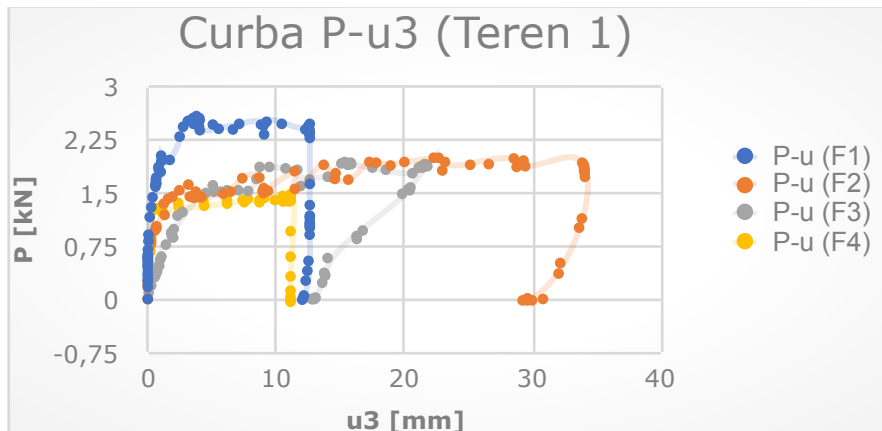


Figura 7.22. Curba forță – deplasare – Teren 1

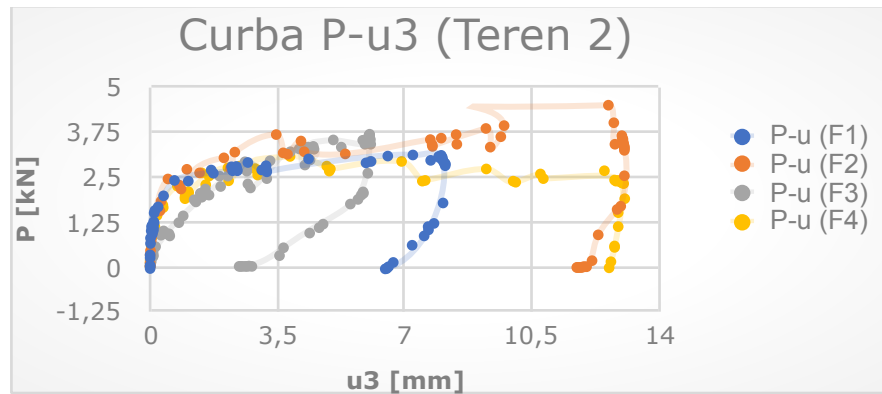


Figura 7.23. Curba forță – deplasare – Teren 2

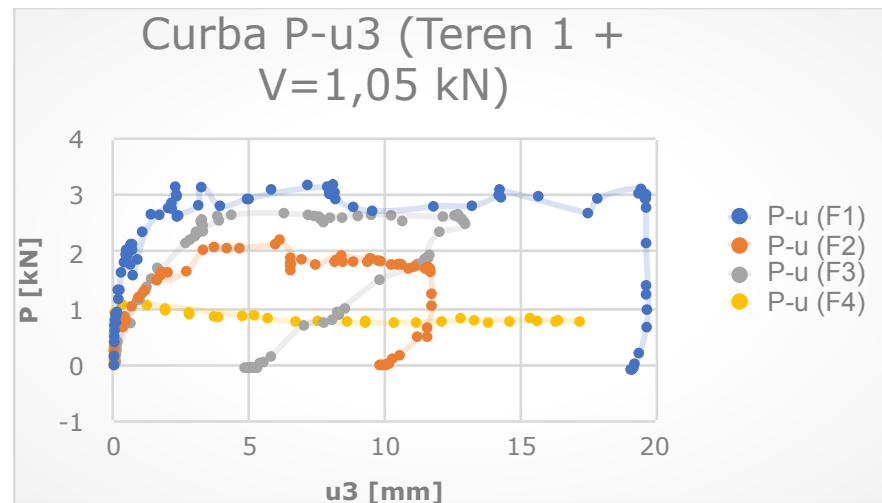


Figura 7.24. Curba forță – deplasare – Teren 1 + V=1,05 kN

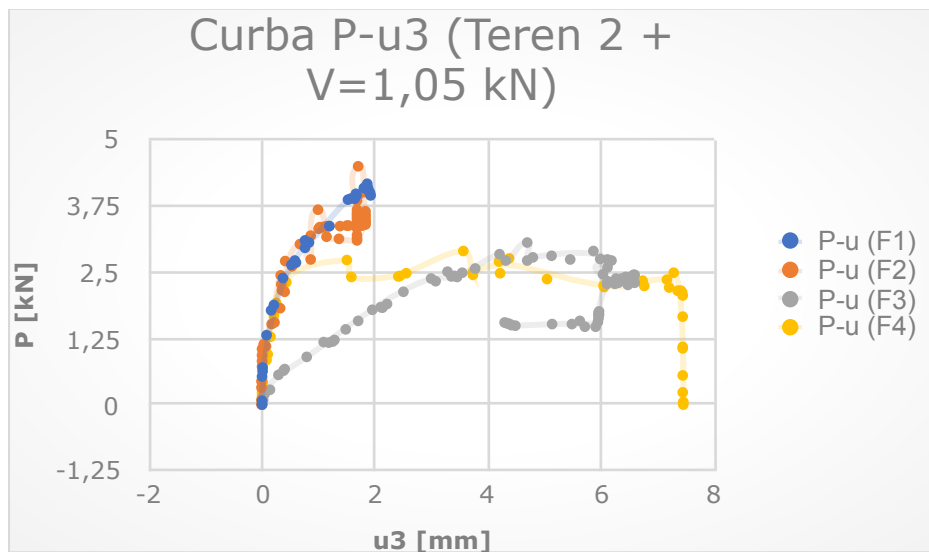


Figura 7.25. Curba forță – deplasare – Teren 2 + V=1,05 kN

În urma încercării celor patru fundații pe ambele terenuri de fundare, elemental considerat de control (F1) începe să alunce la forța orizontală de 1.16 kN, pentru terenul de fundare 1, valoarea teoretică a forței de frecare rezistentă fiind de 1.02 kN. Având în vedere că pentru deplasarea efectivă a fundației este necesară depășirea acestei valori, se consideră că modul de încercare precum și scara fundației pot fi folosite pentru determinarea coeficienților de frecare static și cinetici în discuție. În cazul amplasării acesteia pe terenul 2, forța de frecare rezistentă calculată teoretic este de 1.14 kN, iar forța orizontală la care fundația începe să alunce este 1.21 kN.

În timpul încercărilor s-a urmărit deplasarea fundațiilor după direcția orizontală precum și ridicarea tălpii acestora pe latura încărcată de forța orizontală. În cazul fundației F1 alunecarea s-a produs uniform fără ca elemental să fie destabilizat. Atunci când fundațiile F2-F4 au fost poziționate pe nisip (terenul de fundare 1), în urma solicitării orizontale pintelul a stricat planeitatea suprafeței de alunecare înregistrându-se ușoare destabilizări ale fundațiilor – deplasări verticale ale fundației. Prin urmare, forțele de frecare rezistente în acest caz au fost mai mici decât cele ce s-au opus alunecării fundației F1. Adăugarea unei sarcini suplimentare după direcția gravitațională nu a schimbat aceste lucruri, respectându-se principiile frecării enunțate la punctele anterioare.

7.2.4. Forțe de frecare statică

În prezentul studiu de caz forțele orizontale de frecare statice rezistente s-au determinat prin măsurarea solicitării orizontale aplicate fundației. Se consideră că forțele de frecare statică sunt depășite (și deci se produce alunecarea elementului la momentul deplasării fundației pe direcție orizontală cu valori de 0.1...0.20 mm. Măsurătorile s-au efectuat inițial pentru proba de control (fundația F1), apoi pentru celelalte trei fundații, pentru fiecare tip de teren de fundare în parte. În tabelele 7.2 și 7.3 se prezintă încărcarea orizontală, respectiv deplasarea la care se consideră că fundația începe să alunce, pentru cazul în care aceasta nu este încărcată

gravitațional (tabelul 7.2), respectiv pentru cazul în care fiecare fundație este încărcată cu o greutate de 100.50 kg (tabelul 7.3).

Tabel 7.2. Forte și deplasări la care fundațiile încep să alunece (fără suprasarcină)

Fundatie	Teren 1			Teren 2		
	P [kN]	u1 [mm]	μ	P [kN]	u1 [mm]	μ
F1	1,16	0,15	0,51	1,21	0,13	0,53
F2	0,86	0,22	0,38	1,52	0,16	0,67
F3	0,31	0,53	0,14	0,99	0,37	0,43
F4	0,89	0,23	0,39	1,11	0,13	0,49

Tabel 7.3. Forte și deplasări la care fundațiile încep să alunece (suprasarcină de 100.50 kg)

Fundatie	Teren 1			Teren 2		
	P [kN]	u1 [mm]	μ	P [kN]	u1 [mm]	μ
F1	1,33	0,2	0,58	1,31	0,08	0,57
F2	0,86	0,39	0,38	1,43	0,17	0,63
F3	0,34	0,53	0,15	0,64	0,38	0,28
F4	1,07	0,3	0,47	1,28	0,15	0,56

Coeficientul de frecare statică μ se calculează împărțind solicitarea orizontală P la greutatea fundațiilor ($G=2,28$ kN). Valorile teoretice ale coeficientului de frecare, precum și forțele de frecare teoretice pentru fundația F1 s-au calculate la punctul 7.2.3.2.

Calculul aportului componentei frecării prin brăzdare, pentru pintenii metalici se conduce astfel:

Se determină ariile de contact A_1 și A_2 :

$$A_1 = 0.05 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.05 \text{ m}^2$$

Se determină coeficientul de frecare μ_b cu relația:

$$\mu_b = \frac{F_{ai}}{F_{ni}} = \frac{A_2 \cdot \tau}{A_1 \cdot \sigma_c} = \frac{A_2 \cdot \tau}{A_1 \cdot \frac{V}{A_1}} = \frac{A_2 \cdot \tau}{V}$$

Pentru Criteriul Mohr – Coulomb [7.9] aplicat terenurilor necoezive:

$$\tau_f = S'_n \cdot \tan f', \text{ unde:}$$

τ_f – rezistența la forfecare

S'_n – efortul normal suprafeței de forfecare
 f' – unghiul de frecare internă

În cazul terenurilor coezive relației anterioare se adaugă efortul de coeziune:

$\tau_f = c' + S'_n \cdot \tan f'$, unde c' reprezintă efortul de coeziune al terenului.

În prezentul studiu de caz ambele terenuri de fundare sunt necoezive, prin urmare pentru calculul aportului fenomenului de brăzdare în calculul coeficientului de frecare se calculează astfel:

Teren 1 – nisip fin

$$\tau_f = S'_n \cdot \tan f' = \frac{2.28}{0.4 \cdot 0.5} \cdot \tan 23 = 4.84 \text{ kPa}$$

$$\mu_b = \frac{A_2 \cdot \tau_f}{V} = \frac{0.05 \cdot 4.84}{2.28} = 0.106$$

Teren 2 – pietriș

$$\tau_f = S'_n \cdot \tan f' = \frac{2.28}{0.4 \cdot 0.5} \cdot \tan 36 = 8.28 \text{ kPa}$$

$$\mu_b = \frac{A_2 \cdot \tau_f}{V} = \frac{0.05 \cdot 8.28}{2.28} = 0.18$$

Coeficientul total de frecare statică se determină astfel:

Teren 1 – nisip fin

$$\mu_s = \mu + \mu_b = 0.45 + 0.106 = 0.55$$

Teren 2 – pietriș

$$\mu_s = \mu + \mu_b = 0.50 + 0.18 = 0.68$$

Analog se calculează aportul fenomenului de brăzdare atunci când se adaugă sarcina suplimentară de 100,50 kg pentru fiecare teren de fundare, obținându-se valorile de 0,13 și 0,181 (μ_b) pentru terenul 1, respectiv terenul de fundare 2.

Valorile teoretice obținute se compară cu valorile μ determinate prin încercări, valori prezentate în tabelele 7.2. și 7.3.

Pentru criteriul Tresca, τ este constant și se notează cu s_u , și poartă denumirea de efort de forfecare nedrenat. Valori uzuale pentru s_u se pot observa în tabelul 7.1. Efortul de forfecare nedrenat în cazul nisipurilor este nul, astfel calculul se va conduce doar pentru terenul de fundare cu numărul 2. Similar cazului anterior, coeficientul de frecare se determină după cum urmează:

Teren 2 – pietriș

$$\tau_f = s_u = 10 \text{ kPa}$$

$$\mu_b = \frac{A_2 \cdot \tau_f}{V} = \frac{0.05 \cdot 10}{2.28} = 0.219$$

Iar coeficientul total al frecării statice va fi:

Teren 2 – pietriș

$$\mu_s = \mu + \mu_b = 0.50 + 0.219 = 0.719$$

De asemenea aceste valori se compară cu μ din tabelele 7.2 și 7.3.

Se observă că valorile teoretice sunt mai mari decât valorile medii obținute în urma încercărilor. Pentru Terenul 2 de fundare, valorile teoretice calculate după criteriul Coulomb sunt mai apropiate de cele rezultate din încercări, în schimb nu reflectă realitatea atunci când terenul de fundare este alcătuit din nisip. În practică elementul de rugozitate destabilizează fundația prin degradarea suprafeței de alunecare la nivelul tălpii fundației, astfel forțele de frecare rezistente sunt mult mai mici decât în cazul în care suprafața fundației la nivelul de contact este plană.

7.2.5. Forțe de frecare cinetică (dinamică)

Forțele de frecare cinetică rezistente se consideră că acționează asupra fundației după punerea corpului în mișcare, adică după depășirea forței de frecare statică. După ce deplasarea pe orizontală a fundației (u_1) depășește valorile din tabelele 7.2 și 7.3 se consideră că asupra corpului acționează, în sens opus mișcării, forța de frecare cinetică. Măsurătorile s-au efectuat pentru viteze reduse (calcul valoare viteză). Acest principiu se prezintă în figura 7.26.

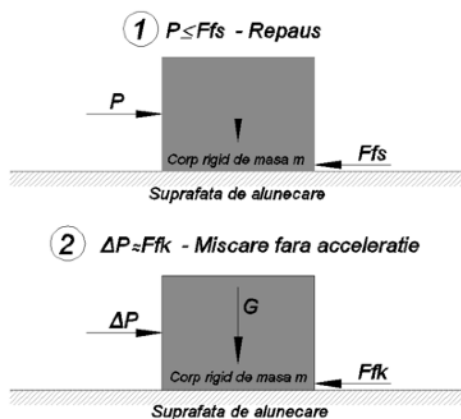


Figura 7.26. Principii de măsurare a forțelor de frecare cinetice

În figura 7.26 P reprezintă forța orizontală de inerție a fundației și este egală cu forța de frecare statică rezistentă (F_{fs}). În urma creșterii valorii forței cu cantitatea ΔP , elementul se pune în mișcare, asupra acestuia acționând aceeași greutate (după direcția gravitațională) și forța de frecare cinetică F_{fk} . F_{fk} este egală cu produsul dintre coeficientul de frecare cinetică μ_k și greutatea G (sau suma forțelor ce acționează după direcția gravitațională). Viteza corpului în mișcare s-a determinat cu relația:

$$v = \frac{\Delta u_1}{t}$$

În relația $\times \Delta u_1$ reprezintă deplasarea fundației după direcția orizontală în sensul încărcării P, aferentă solicitării ΔP . Pasul de timp la care se măsoară valorile încărcării, respectiv deplasarea u_1 este de 1 secundă. Pentru deplasările luate în considerare cu valori între 0,05 și 1,24 mm această viteză de deplasare poate fi considerată 0 m/s, cu o eroare de 1‰. Accelerația, calculată cu relația de mai jos, poate fi de asemenea considerată nulă.

$$a = \frac{\Delta v}{t}$$

Mișcarea neaccelerată a fundației în timpul solicitării permite măsurarea forțelor de frecare dinamice similar celor statice doar prin evitarea opririi complete a corpului și astfel necesitatea depășirii forței de inerție.

Știind că forța de frecare cinetică (la limită ΔP) este produsul dintre coeficientul de frecare cinetică (μ_k) și forța sau suma forțelor ce acționează asupra corpului după direcția gravitațională (G), coeficientul de frecare cinetică se va scrie:

$$\mu_k = \frac{\Delta P}{G}$$

În tabelul 7.4 se prezintă valorile medii ale coeficientului de frecare cinetică (μ_k) pentru fiecare dintre cele două terenuri de fundare, forțele medii ΔP_{med} pentru care s-au calculat aceste valori și, deși aceste valori nu intră în calcul deplasarea medie, obținută ca medie aritmetică a deplasărilor aferente fiecărui pas de încărcare considerat.

Tabel 7.4 - Valorile medii ale coeficientului de frecare cinetică (μ_k)

Fundati e	Teren 1			Teren 2		
	ΔP_{med} [kN]	u_{1med} [mm]	μ_{kmed}	ΔP_{med} [kN]	u_{1med} [mm]	μ_{kmed}
F1	0,16	0,17	0,069	0,19	0,27	0,083
F2	0,14	0,14	0,061	0,33	0,2	0,145
F3	0,11	0,19	0,048	0,29	0,24	0,127
F4	0,07	0,9	0,031	0,37	0,28	0,162

În figurile 7.27 și 7.28 se prezintă variația coeficientului de frecare cinetică (μ_k) pentru cele patru fundații considerate, de asemenea în cazul încercării acestora pe fiecare dintre cele două terenuri de fundare folosite în cadrul încercărilor.

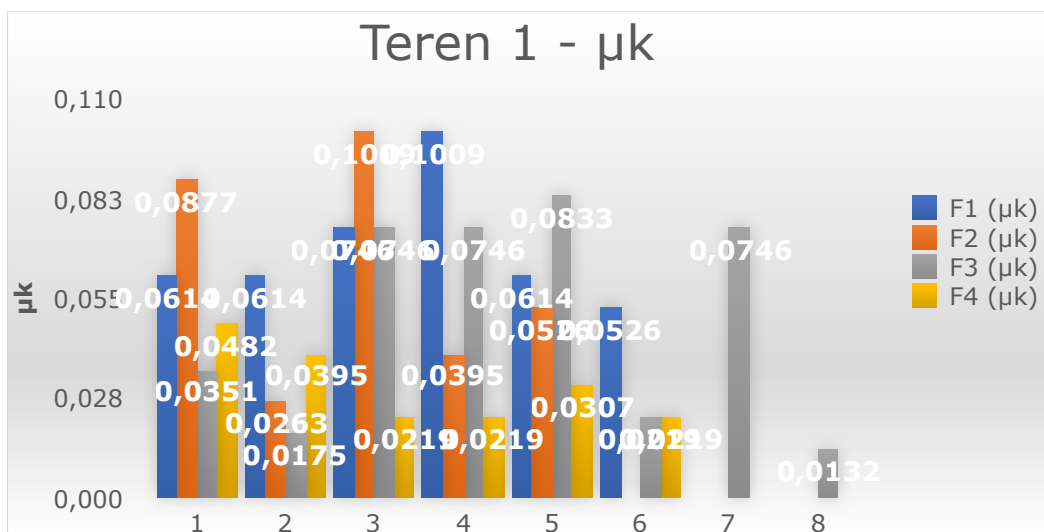


Figura 7.27. Variația coeficientului de frecare (μ_k) pentru terenul de fundare 1

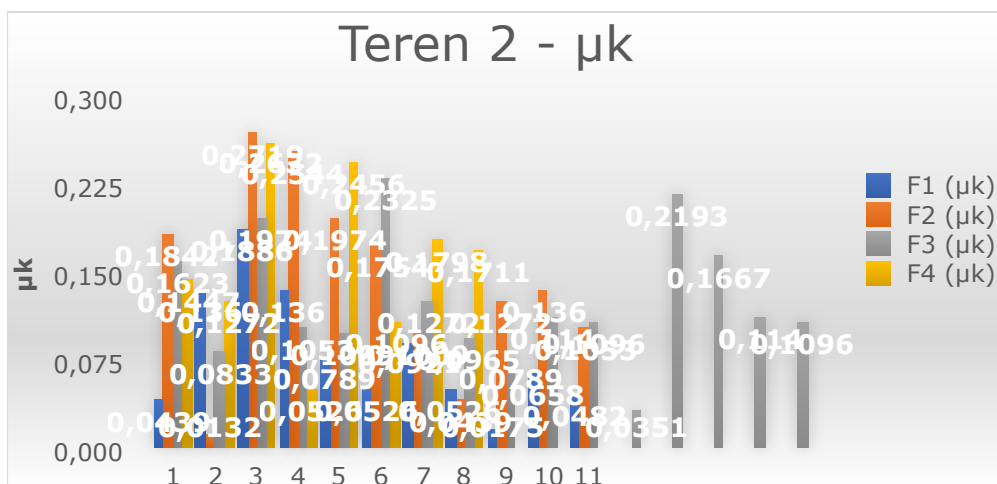


Figura 7.28. Variația coeficientului de frecare (μ_k) pentru terenul de fundare 2

7.2.6. Concluzii

În urma încercărilor experimentale s-a constatat că în cazul unui teren de fundare alcătuit din nisip fin modificarea tălpii de fundare prin adăugarea de rugozități, fie adăugarea unui singur pinten sau dispunerea mai multor elemente, distruge planeitatea suprafeței de contact dintre dundație și teren prin cedări locale, astfel forțele de alunecare rezistente scad, iar fundație este ușor destabilizată (se înregistrează deplasări mai mari atât orizontal cât și vertical). Verificarea măsurătorilor s-a realizat relative la proba de control (fundație cu talpă plană),

aceasta fiind verificată de asemenea teoretic. Dacă se analizează comportarea elementelor din beton F2-F4 se observă că forțele de frecare rezistente maxime sunt în cazul F2, caz în care pîntenul metallic este dispus la capătul tălpii acesteia, în apropierea punctului de aplicație al sarcinii P. Deși pîntenul provoacă cedări locale ale tereului de fundare, suprafața de contact rămasă are dimensiunile de 0,4 x 0,5 m, în timp ce, prin poziționarea pîntenului la mijlocul tălpii (F3) avem două suprafețe de alunecare de 0,2 x 0,5 m, dar fiecare afectată de dislocarea nisipului de o parte și de alta a profilului metallic. Prin urmare, în cazul unui teren nisipos, deși teoretic aportul brăzdării e semnificativ (a se vedea pct. 7.2.4.), autorul consideră că aceste măsuri de a crește forțele de frecare rezistente pot produce destabilizarea fundațiilor sau a ansamblului structural și trebuie evitate.

Aceste lucruri sunt întărite de rezistențele nule ale efortului de forfecare nedrenat pentru nisip în ipoteza Tresca, iar adăugarea unei sarcini stabilizatoare după direcția gravitațională nu aduce o creștere a aportului fenomenului de brăzdare așa cum se observă aplicând criterial Mohr – Coulomb.

Fundația F1 s-a comportat în limita previziunilor teoretice și nu s-au observat cedări locale sau vreun pericol de destabilizare. Acest lucru este valabil și pentru adăugarea unei sarcini după direcția gravitațională și încărcarea excentrică a acesteia (vezi imaginea de mai jos).



Analizând comportarea fundației F1 în cazul terenului de fundare alcătuit din nisip fin (terenul de fundare 1), coeficientul mediu al frecării cinetice (dinamice) determinat în urma încercărilor este $\mu_k = 0,069$, pentru $\Delta P_{med} = 0,16$ kN și $u_{1med} = 0,17$ mm, valoare ce reprezintă aproximativ 15% din valoarea coeficientului de

frecare statică considerat (0,45). Sarcina maximă la deplasarea orizontală de 12,62 mm preluată de fundație a fost 2,28 kN, valoare ce reprezintă la limită forța totală de frecare rezistentă. Procentual, forța de frecare rezistentă totală este aproximativ 223% din forța necesară punerii în mișcare a fundației F1 amplasată pe terenul alcătuit din nisip fin (terenul de fundare 1).

În cazul terenul de fundare 2, componenta coeficientului de frecare dată de fenomenul de brăzdare este de 0,18 și 0,219 calculat după criterial Mohr – Coulomb respectiv Tresca. Coeficientul de frecare la brăzdare a fost calculat pentru o singură rugozitate, iar prin măsurătorile în standul de încercare s-a urmărit atât aportul real al rugozității, precum și diferențele atunci când se modifică poziționarea acesteia la nivelul tălpii fundației. Dacă se analizează comportarea fundației F4 pe terenul de fundare 2 se observă că adăugarea a încă trei rugozități nu triplează aportul frecării prin brăzdare, dar ajută la o împănare mai bună în cazul frecării cinetice.

Aportul brăzdării pentru fundațiile F3 și F4 este relativ mic în cazul forțelor de frecare statice (tabele 7.2 și 7.3), F2 având o comportare mult mai bună. În cazul frecării cinetice F2, F3 și F4 se comportă mult mai bine, valoarea coeficientului de frecare cinetică fiind cu 74%, 53% respectiv 95% mai mare decât în cazul fundației F1. Forțele de fercare maxime rezistente precum și deplasările maxime ale fundațiilor se prezintă mai jos:

Deplasari si forte maxime:

Teren 1

F1 - 2,28 kN - 12,62 mm

F2 - 1,81 kN - 34,02 mm

F3 - 1,89 kN - 21,82 mm

F4 - 1,40 kN - 11,12 mm

Teren 2

F1 - 1,77 kN - 8,06 mm

F2 - 3,41 kN - 8,44 mm

F3 - 3,53 kN - 6,06 mm

F4 - 2,40 kN - 7,57 mm

Principiul de adăuga piteni pentru mărirea forțelor de frecare rezistente se poate aplica și elementelor amenajărilor hidrotehnice precum praguri deversoare amplasate pe terenuri slabe (de obicei pachete de umpluturi sau deluvii). Primul obiectiv al încercărilor experimentale a fost determinarea forțelor de frecare cinetice, forțe ale căror valori pot fi folosite pentru o dimensionare mai eficientă a elementelor din beton, în cazul în care se acceptă deplasări.

Modificarea suprafeței fundației la nivelul contactului cu terenul de fundare, atunci când elementul este amplasat pe terenul de fundare 1 alcătuit din nisip fin, prin adăugarea de piteni în vederea creșterii rugozității distruge planeitatea suprafeței de contact și astfel forțele de frecare rezistente sunt mai mici (F2 – F4). Pentru F1, trecerea la frecarea cinetică prin depășirea forței de frecare statică se face cu un coeficient mediu de frecare cinetică de $\mu_{kmed} = 0.069$ (tabel 7.4). Atât în cazul frecării statice cât și în urma deplasării fundației, F1 nu a prezentat destabilizări sau alunecări necontrolate ca semn de pierdere a stabilității.

În cazul terenului de fundare 2 forțele preluate depășesc chiar și cu mai mult de 100% forțele de frecare statice pentru deplasări acceptabile structural (7-10 mm).

Pornind de la studiul de caz al acestor încercări, suporturile pentru estacadele tehnologice, acestea pot fi dimensionate astfel încât să țină cont de deplasări ale fundațiilor în caz accidental, fapt ce ar conduce la dimensionări mult mai economice a elementelor din beton.

Având în vedere că fundația F2 a avut o comportare optimă, pentru terenul de fundare 2, se poate recalcula forța de frecare rezistentă acestei fundații ținând cont de aportul fenomenului de brăzdare:

- Se determină coeficientul de frecare statică aferent brăzdarii (criteriul Mohr – Coulomb):

$$\tau_f = S'_n \cdot \tan f' = \frac{2.28}{0.4 \cdot 0.5} \cdot \tan 36 = 8.28 \text{ kPa}$$

$$\mu_b = \frac{A_2 \cdot \tau_f}{V} = \frac{0.05 \cdot 8.28}{2.28} = 0.18$$

- Se determină coeficientul total al frecării statice:

$$\mu_s = \mu + \mu_b = 0.50 + 0.18 = 0.68$$

- Se determină forța de frecare rezistentă, la limita alunecării:

$$F_f = \mu_s G = 1.55 \text{ kN}$$

Unde F_f reprezintă forța de frecare static rezistentă înainte de producerea alunecării, conform ipotezei de calcul prezentată în figura 7.29. Având în vedere că forța de frecare capabilă este mai mare, fundația se poate redimensiona. Astfel valoarea 2.28 kN (greutatea fundației) va fi notată cu G și recalculată. În prima etapă se va determina coeficientul de frecare la brăzdare (μ_b):

$$\mu_b = \frac{A_2 \cdot \tau_f}{V} = \frac{0.05 \cdot \frac{G}{0.4 \cdot 0.5} \cdot \tan 36}{G} = 0.18$$

Se observă că în cazul aplicării criteriului Mohr – Coulomb valoarea coeficientului de frecare prin brăzdare nu depinde de greutatea fundației, astfel coeficientul total al frecării statice este:

$$\mu_s = \mu + \mu_b = 0.50 + 0.18 = 0.68$$

Relația de verificare a stabilității la alunecare, la limită, se va scrie:

$H_{cap} = \mu_s G$, unde H_{cap} reprezintă solicitarea orizontală la care trebuie dimensionată fundația (vezi pct. 7.2.3.2)

Pentru $H_{cap} = 1.14 \text{ kN}$ rezultă $G = 1.67 \text{ kN}$, adică un necesar cu aproximativ 25% mai mic. După depășirea acestei solicitări se va produce alunecarea fundației, iar coeficientul de frecare devine 0.145 (vezi tabel 7.4), iar pentru o deplasare în incrementele de 0.27...0.30 mm forța de frecare cinetică rezistentă este de 0.24 kN, forță calculate cu relația:

$$F_{fkmed} = \mu_{kmed} G$$

Forța de frecare cinetică rezistentă trebuie privită ca o rezervă de rezistență cu compromisul unor deplasări, desigur doar pentru respectarea vitezei de creștere a forței orizontale ce solicită fundația. În vederea aplicării acestor principii în practica uzuală inginerească este necesar ca aportul fenomenului de brăzdare sau rezervele de frecare să fie afectate de coeficienți de reducere pentru ipotezele aferente de calcul. Este necesar ca, în cazul acceptării deplasărilor elementului structural, aceste moduri de rezemare să fie introduse în calculele tehnologice în ipoteze de calcul adecvate.

1. Concluzii

1.5. Considerații finale

Dat fiind caracterul special al construcțiilor hidrotehice și hidroedilitare, modelarea corectă interacțiunii dintre structura acestora și terenul de fundare este necesară pentru o dimensionare optimă și evitarea problemelor din timpul exploatarei cauzate de degradări ale structurii de rezistență (ex. fisuri ce duc la pierderea etanșeității). Amplasarea construcțiilor hidroedilitare în zone urbane necesită dimensionări optime din punct de vedere tehnico - economic în vederea obținerii unor sisteme performante în ansamblu.

Precizia modelărilor numerice este un factor determinant în reabilitarea sistemelor și construcțiilor existente în perspectiva unor noi investiții pe teritoriul României în retehnologizări și optimizări ale sistemelor hidrotehnice existente și alinierea acestora la normele actualizate de siguranță. Câteva etape în proiectarea anexelor și consolidarea structurilor existente acestora sunt recalcularea presiunilor pe teren, evaluarea forțelor de frecare rezistente, evaluarea unor tasări în urma intervențiilor aferente retehnologizărilor, asigurarea etanșeității sau îmbunătățirea comportării la acțiunile climatice, seismice sau în general cu caracter extrem.

Lucrarea de față cuprinde o sinteză a procedeelelor uzuale de calcul pentru reazemele elastice de calcul ale fundațiilor construcțiilor speciale și integrarea relațiilor de calcul analitic dezvoltate recent în calculul cu metoda elementului finit în scopul dimensionării optime a structurilor. Accentul se pune pe calculul precis al stării de eforturi și de deformație în structurile hidroedilitare prin evaluarea mai multor modele de calcul structural și evidențierea posibilelor corecții în evaluarea reazemelor elastice precum cele de tip Winkler, Kerr sau Pasternak - Kerr, dar și pe stabilitatea la alunecare a structurilor solificate preponderent orizontal precum praguri deversoare, baraje de mici dimensiuni sau fundațiile suporturilor pentru conducte tehnologice. Prin determinarea forțelor de frecare rezistente la alunecare și comportarea elementelor structurale în timpul pierderii stabilității la alunecare se urmărește creșterea siguranței structurilor supuse solicitărilor extreme, atât statice cât și dinamice și modelarea cât mai fidelă a fenomenelor induse de aceste solicitări. Scopul prezentei teze de doctorat este de a conduce spre o proiectare structurală bazată pe performanță și de a îmbunătăți în viitor normele și ghidurile specifice de proiectare structurală a acestui gen de construcții.

În baza celor prezentate în capitolele anterioare, se pot enunța următoarele considerații finale:

- Reazemele elastice modelate prin elemente de tip resort elastic implementate în programe de calcul automat cu metoda elementului finit reprezintă o soluție tehnică acceptabilă pentru majoritatea structurilor

hidrotehnice, hidroedilitare și hidroameliorative, excepție fiind elementele masive precum barajele, masivele de ancoraj sau anumite fundații ale suporturilor pentru conducte. Relațiile de calcul ale parametrilor precum rigiditatea acestor resorturi au fost îmbunătățite în decursul timpului prin modele matematice complexe și studii de caz analitice și experimentale, lucru evidențiat și în capitolul 2 al acestei lucrări. Aceste procedee de calcul sunt de asemenea recomandate prin norme specifice ingineresti de tip standarde sau normative.

- Cel mai folosit reazem elastic este cel de tip Winkler datorită simplității, adică interacțiunea dintre teren și structură este dată de proporționalitatea dintre încărcare și deformație prin introducerea unui singur parametru de rigiditate. Acuratețea calculului tasărilor prin acest procedeu poate fi îmbunătățită prin calibrarea acestui reazem cu un calcul separat de tasare sau încercări in situ precum cele sugerate de normativul NP112-2014. Autorul consideră că prin calculul analitic al rigidității acestui tip de reazem modelat ca resort elastic tasarea structurilor poate fi eronată, iar în cazul în care valoarea acesteia poate produce avarii prin afectarea instalațiilor hidrotehnice, cedarea altor elemente nestructurale sau pierderea etanșeității datorită fisurilor aceasta trebuie evaluată separat (și implicit reluat calculul de rezistență) sau se impune folosirea unei alte modelări pentru determinarea interacțiunii dintre structură și terenul de fundare.
- Principala problemă indusă de interacțiunea teren - structură este variația stării de eforturi în special în radierele structurilor hidroedilitare. Atunci când eforturile sunt subevaluate se produc fisuri și crăpături care duc la pierderea etanșeității sau la afectarea suprastructurii și a instalațiilor tehnologice. Supraevaluarea acestora conduce la cantități nejustificate de material, la supra armarea elementelor din beton și la dimensiuni mari ale elementelor structurale, uneori imposibil de integrat în zonele urbane. Aceste lucruri au fost evidențiate prin studiile de caz din cadrul capitolelor 3 și 4.
- Una din caracteristicile construcțiilor hidrotehnice, hidroedilitare și hidroameliorative este solicitarea preponderent orizontală datorată presiunilor hidrostactice sau hidrodinamice, presiunilor masivelor de pământ în cazul structurilor îngropate sau parțial îngropate sau dilatărilor și contracțiilor instalațiilor și rețelelor tehnologice. Având în vedere că prin metoda elementului finit este necesară continuitatea în nodurile rețelei de discretizare și că aceste calcule sunt valabile pentru deformații relativ mici ale elementelor, stabilitatea la alunecare se analizează separat prin calculul forțelor rezistente la alunecare. Autorul consideră importantă evaluarea acestor forțe atunci când fundațiile tind să își piardă stabilitatea și consideră că prin translații mici ale fundațiilor încărcările ce pot fi preluate de fundație sau elementul masiv sunt considerabil mai mari, oferind astfel o rezervă importantă. În capitolul 7 s-a evaluat acest principiu, acesta reprezentând un pas important în calculul precis al aportului adus de măsurile considerate "constructive" în proiectarea curentă. O evaluare complexă a fenomenului de frecare la nivelul tălpii fundațiilor ar conduce la dimensionarea optimă a acestora și ar fundamenta conceptul de proiectare bazată pe performanță prin creșterea siguranței la încărcările cu caracter extrem.

1.6. Concluzii și contribuții ale autorului

1.6.1. Concluzii

În urma conceptelor, studiilor de caz și încercărilor experimentale prezentate anterior se pot formula concluziile sintetizate astfel:

- Reazemele elastice ce caracterizează interacțiunea dintre teren și structură printr-un parametru de rigiditate (de tip Winkler) sau prin mai mulți (Kerr, Pasternak - Kerr) reprezintă în continuare o soluție satisfăcătoare pentru dimensionarea structurilor hidrotehnice, hidroedilitare sau hidroameliorative alcătuite din elemente unidimensionale, de tip bară, elemente bidimensionale de tip placă sau combinații între acestea. Erorile de calcul legate de subevaluarea sau supraevaluarea stării de eforturi depind de distribuția încărcărilor și de structura în ansamblu, pentru distribuții spațiale ale încărcărilor fiind necesare verificări suplimentare.
- Reazemele elastice se pretează în special pentru elemente de tip grindă sau placă solificate concentrat sau sub încărcări distribuite pe suprafețe mici, de exemplu pentru grinzi de fundare sau radiere generale încărcate de suprastructură prin stâlpi sau încărcări locale datorate echipamentelor tehnologice, traficului rutier etc. S-au constatat erori semnificative atunci când încărcarea este uniform distribuită pe întreaga suprafață a elementului (de exemplu radierul unui rezervor de apă), eforturile de încovoire fiind cu aproximativ 50% mai mici decât în cazul folosirii unui mediu continuu considerat reper.
- Calculul structurilor ce includ reazeme elastice cu metoda elementului finit sunt condiționate de rețelele de discretizare și modul de aplicare a elementelor de tip resort. În capitolul 6 s-au prezentat variații ale eforturilor de încovoire într-un element liniar pe mediu elastic pentru mai multe discretizări ale acestuia, diferențele fiind semnificative.
- Calculul analitic al parametrilor reazemelor elastice ce urmează a fi introduși în calculele de dimensionare nu permite evaluarea tasărilor reale. Se recomandă calibrarea resorturilor elastice prin calcule separate de tasare sau încercări experimentale.
- Încărcarea unui element de tip placă, atunci când aceasta este rezemată pe un mediu elastic compus din resorturi, cu o sarcină uniform distribuită conduce la erori mari privind starea de eforturi, iar pentru evitarea acestora pot fi introduse corecții - în capitolul 6 autorul propune mărirea rigidității la capetele elementului liniar, sau pe toate cele patru laturi în cazul unui element de tip placă, cu 50%. Pentru ca acest lucru să aibă aplicații cu adevărat practic autorul recomandă dezvoltarea unei metodologii prin standardizarea elementelor structurale și încărcările la care sunt supuse acestea, calibrată prin încercări experimentale și modele numerice folosind medii continue solide.
- Mediul continuu solid rămâne principalul model de calcul pentru elementele masive unde este importantă evaluarea transmiterii și distribuției eforturilor în terenul de fundare. De asemenea acest mod de calcul permite calcule neliniare sub încărcări dinamice mult mai exacte, condiția însă fiind ca structura să nu-și piardă stabilitatea la alunecare.

În decursul cercetărilor și studiilor aferente redactării prezentei teze de doctorat mediul elastic continuu se consideră cel mai exact tip de reazem datorită faptului că relațiile de calcul al eforturilor și a deformațiilor pornesc de la principalele

caracteristici ale materialelor (modulul lui Young, coeficientul Poisson, modulul de forfecare sau curbe de material pentru calculele neliniare). Cu excepția construcțiilor hidrotehnice importante, acest tip de modelare structurală nu este practic pentru proiectarea uzuală datorită costului ridicat al programelor de calcul automat dar și de complexitatea modelelor structurale. În general proiectarea și calculele de dimensionare și verificările conform normelor specifice se realizează prin utilizarea reazemelor elastice simplificate, iar verificările de detaliu sau calibrările se efectuează prin construirea unor elemente componente integrate într-un model de calcul bazat pe elemente elastice continue. Distribuțiile complexe ale eforturilor rezultate din aceste verificări de detaliu sunt greu de folosit în calculul ariilor de armătură sau a verificărilor privind prescripțiile tehnice de execuție.

Autorul recomandă evitarea reazemelor nodale clasice de tipul încastrărilor sau celor articulate aplicate direct pe elementele structurale. În realitate mediile de fundare sau reazemele reale se deformează, fapt ce afectează semnificativ starea de eforturi în elementul structural, principiu prezentat în capitolul 4 printr-un studiu de caz.

Încercările experimentale prezentate în capitolul 7 au demonstrat că translațiile fundațiilor în urma alunecării controlate oferă forțe de frecare rezistente semnificative ce pot fi integrate în calculele de dimensionare. În plus s-au obținut rezultate bune prin adăugarea unor elemente (de tip pinten) ce au condus la creșterea forței de frecare rezistente, atât static cât și cinetic. Ca și în cazul reazemelor elastice, pentru aplicarea în calculele de dimensionare curente a principiilor enunțate în capitolul 7, este necesară repetarea atât componentei experimentale pe multiple tipuri de terenuri de fundare, cât și dezvoltarea algoritmilor matematici. Calculul analitic al frecării este dezvoltat în ramura mecanicii numită tribologie și este într-un continuu proces de dezvoltare. Calculul prezentat în această lucrare prezintă probleme multiple datorită materialelor neomogene în contact, elemente precum duritatea neputând fi determinate corect precum în încercările etalon (pe metale) din domeniul mecanic.

1.6.2. Contribuții ale autorului

În elaborarea tezei de doctorat contribuțiile autorului se pot sintetiza după cum urmează:

- 1) Realizarea unei sinteze bibliografice complexe în domeniul interacțiunii structurilor speciale (sau elementelor structurale specifice ale acestora) cu terenul de fundare (istoric, practici inginerești, studii realizate, norme aplicabile în România, metode și relații de calcul, integrarea algoritmilor specifici în programele de calcul automat cu metoda elementului finit).
- 2) Prezentarea a multiple relații de calcul a reazemelor elastice de tip Winkler, precum și prevederile normelor specifice proiectării în acest sens
- 3) Aplicarea reazemului elastic tip Winkler pentru două tipuri de construcții, un bazin biologic al unei stații de epurare și radierul sălii mașini al unei microhidrocentrale, în două studii de caz, precum și analiza variației eforturilor în structuri pentru diverse valori ale rigidității resorturilor
- 4) Aplicarea reazemelor elastice de tip Kerr și Pasternak - Kerr pentru elemente structurale de tip radier în domeniul construcțiilor hidrotehnice și edilitare

5) Comparația dintre reazemul elastic caracterizat de un parametru (rigiditatea resortului k) în cazul reazemului tip Winkler și reazemele tip Kerr și Pasternak - Kerr, având ca martor mediul continuu, considerat etalon în dimensionarea construcțiilor hidrotehnice importante. În capitolul 5 al prezentei teze se propune aplicarea practică a relațiilor analitice a reazemelor de tip Kerr și Pasternak - Kerr în calculul cu metoda elementului finit.

6) Studiul și corectarea modelării folosind reazem elastic tip Winkler în cazul unei grinzi pe mediu elastic prin analiza presiunilor de contact la nivelul terenului de fundare și rigiditatea acesteia pentru încărcare concentrată și uniform distribuită pe întreaga lungime a grinzii. Cu ajutorul unui studiu de caz se propune creșterea rigidității resorturilor la capetele grinzii pentru obținerea unei comportări similare reazemului continuu din punct de vedere al stării de eforturi.

7) Elaborarea unei sinteze a procedeelelor și relațiilor de calcul a forțelor de frecare rezistente pentru baraje și fundații ale suporturilor de conducte ale estacadelor tehnologice, inclusiv prevederile legislației tehnice în vigoare.

8) Aplicarea relațiilor de calcul ale frecării prin brăzdare la calculul stabilității fundațiilor din beton pentru suporturi de conducte tehnologice

9) Propunerea de creștere a stabilității la alunecare a fundațiilor și elementelor masive prin adăugarea de elemente tip rugozitate și calculul forțelor de frecare rezistente prin teoria frecării prin brăzdare.

10) Realizarea de încercări experimentale pentru determinarea coeficienților de frecare în vederea calculului forțelor de frecare rezistente atât în domeniul static, cât și dinamic (cinetic).

11) Calculul forțelor de frecare rezistente după producerea alunecării fundațiilor în urma sintezei măsurărilor efectuate pe modele la scară din beton

1.6.3. Direcții de cercetare pentru studii ulterioare

Având în vedere studiile de caz și încercările experimentale efectuate în urma modelărilor matematice prezentate în această teză de doctorat, se propun următoarele direcții de cercetare pentru studii ulterioare:

1) Calibrarea reazemelor elastice simplificate pentru calculele de dimensionare structurală din proiectarea curentă:

- Calibrarea rigidității resorturilor pentru reazeme elastice de tip Winkler, inclusiv funcții de modificare a dispunerii acestor resorturi pe deschiderile elementelor structurale - similar conceptului prezentat în capitolul 6. Aceste calibrări sunt necesar a fi verificate prin încercări experimentale. Astfel de pot obține modelări structurale aplicate unor cazuri concrete, adică anumite geometrii ale elementelor structurale și tipuri de solicitări ale acestora.
- Implementarea în programele de calcul a reazemelor de tip Kerr sau Pasternak - Kerr. Autorul consideră că avantajele acestor tipuri de reazeme, de asemenea calibrate, pot simplifica anumite calcule statice sau dinamice, de exemplu în cazul terenurilor multistratificate sau a structurilor amplasate

pe terenuri îmbunătățite - radiere pe pământuri stabilizate sau pe perne din material granular.

- Aplicarea și calibrarea reazemelor elastice pentru solicitări dinamice sau statice orizontale.
- Calibrarea și implementarea reazemelor elastice de tip Winkler pentru elemente plutitoare.

2) Stabilitatea la alunecare a fundațiilor și elementelor masive din beton:

- Determinarea unui model matematic pentru determinarea forțelor de frecare statice și cinetice rezistente pentru teoria frecării prin brăzdare. Acest model matematic trebuie calibrat prin încercări experimentale efectuate pe mai multe tipuri de terenuri, sau dezvoltate teoretic prin încercări pe materiale omogene similar celor din tribologie.
- Studiul aprofundat al frecării prin brăzdare la fundațiile din beton. Este necesar a se determina statistic ce tip de rugozitate la nivelul tălpii fundației este cea mai eficientă și calculul rugozității aritmetice (R_a).
- Determinarea unor curbe de încărcare alunecare și funcții determinate statistic în baza acestora pentru a evalua comportarea fundațiilor sub solicitări orizontale statice sau dinamice.
- Odată ce alunecarea fundațiilor sau a elementelor masive poate fi previzionată prin funcții complexe, pot fi ulterior dezvoltate aplicații prin care se pot verifica fundațiile unor structuri dimensionate separat. În urma determinării posibilelor pierderi de stabilitate ale fundațiilor aceste date pot fi reintroduse în programele de calcul automat cu ajutorul cărora s-a dimensionat suprastructura în vederea analizei redistribuției eforturilor și deformațiilor.

BIBLIOGRAFIE

- [1.1] Radu Prişcu, CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE VOL. I, Editura Didactică și Pedagogică București
- [1.2] Cristina Dragomir, Monica Oancea, Bianca Videanu, Carmen Hoțoiu, HIDROCONSTRUCȚIA Vol. I, București 2008, ISBN-973-0-04208-X
- [1.3] Cristina Dragomir, Monica Oancea, Bianca Videanu, Carmen Hoțoiu, HIDROCONSTRUCȚIA, București 2005, ISBN-973-0-04208-X
- [2.1] Legea lui Hooke - Wikipedia (https://en.wikipedia.org/wiki/Hooke%27s_law Hooke wikipedia)
- [2.2] Prof. Anghel Stanciu, Drd.ing., Drd.ing. Irina Lungu, Fundații
- [2.3] Jaehwan Lee, Sangseom Jeong, Experimental study of estimating the subgrade reaction modulus on jointed rock foundations, Rock Mech Eng (2016) 49:2055-2064, DOI 10.1007/200603-015-0905-9, Springer-Verlag Wien 2016
- [2.4] NP112-2014 – Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață
- [2.5] Asrat Worku, Development of a calibrated Pasternak foundation model for practical use, International Journal of, Geotechnical Engineering vol. 8, No. 1, 2014
- [2.6] Mecanica solidelor - Wikipedia (https://en.wikipedia.org/wiki/Solid_mechanics)
- [2.7] S.C. ISPE S.A., Documentație tehnică "Captare Valea Trei Săpânța", contract "Amenajare potențial hidroenergetic râu Săpânța"
- [2.8] Ramboll - Into the third dimension (<http://www.ramboll.com/megatrend/feature-articles/into-the-third-dimension>)

image Sursa <https://i.ytimg.com/vi/rAxaKY3s0HE/maxresdefault.jpg>

image sursa http://www.artescan.net/files/temps/documentos/1333199697_cabril_combo.png

- [2.9] WIKIPEDIA.ORG – [Friction](#)
- [2.10] Oleg Braun, Michel Peyrard, Dependence of kinetic friction on velocity: Master equation approach. *Physical Review E: Statistical, Nonlinear, and soft Matter Physics*, American Physical Society, 2011, 83, pp.046129-1-9
- [2.11] Radu Prişcu, *CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE VOL. I*, Editura Didactică și Pedagogică
- [2.12] NP112-2014 – Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață
- [2.13] NP136/1-2014 – Normativ privind evaluarea stabilității la alunecare a barajelor de beton
- [2.14] Ruggeri, G.; Pellegrini, R.; Rubin de Célix, M.; Bernsten, M.; Royet, P.; Bettzieche, V.; Amberg, W.; Gustaffson, A.; Morison, T. and Zenz, G. Sliding safety of existing gravity dams. Final report. ICOLD European Club. Working group on sliding safety of existing gravity dams, 2004.
- [2.15] Giovanni Castellazzi, Antonio Maria D'Altri, Gabriele Bitelli, Ilenia Selvaggi and Alessandro Lambertini, From Laser Scanning to Finite Element Analysis of Complex Buildings by Using a Semi-Automatic Procedure, *Sensors* 2015, 15(8), 18360-18380; doi:10.3390/s150818360
- [3.1] S.C. ISPE S.A. Sucursala Timișoara, Documentație tehnică "Lot 2. Realizare stație de epurare nouă în Recaș"
- [4.1] S.C. ISPE S.A., Sucursala Timișoara, Documentație tehnică "Poz. 2.2. Clădire microhidrocentrală Săpânța", contract "Amenajare potențial hidroenergetic râu Săpânța
- [4.2] I. Ciortea, A. Feier, M. Muntean and E. Man, "CASE STUDY OF TURBINE FOUNDATION. METHODS TO REDUCE CONCRETE VOLUME", **SGEM International GeoConferences, 28 June - 7 July, 2016** at Albena Resort, Bulgaria
- [5.1] Asrat Worku, Development of a calibrated Pasternak foundation model for practical use, *International Journal of, Geotechnical Engineering* vol. 8, No. 1, 2014
- [5.2] Prof. Anghel Stanciu, Drd.ing., Drd.ing. Irina Lungu, Fundații
- [5.3] CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge™, ISO# GEN062708M1 Rev.5 Berkeley, California, USA, may 2011
- [5.4] Brenousky J.S., Modeling the interaction between Structure and Soil for Shallow Foundations, Master of Science Thesis, Delft University of Technology (TU Delft) in cooperation with Ballast Nedam
- [5.5] M. Janbaz, S. Janbaz, Foundation size effect on modulus of sub grade reaction on sandy soils, 6th National Congress of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran, 26-27 april 2011
- [5.6] Ayse T. Daloglu and C.V. Girija Vallabhan, Values of k for slab on Winkler foundation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, may 2000/471
- [5.7] Jamshid Sadrekarimi, Maryam Akbarzad Ghamari, The Coefficient of Subgrade Reaction and Its Accuracy on Design of Foundations (2008). *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 35.

[5.8] Hideaki Tanahashi, Formulas for an infinitely long Bernoulli - Euler beam on the Pasternak model, SOILS AND FOUNDATIONS Vol. 44, No. 5, 109-118, Oct. 2004, Japanese Geotechnical Society

[5.9] AD C. Pronk and Marion E. van den Bol, Winkler - Pasternak - Kerr Foundations - Notes on Boundary Conditions, BCRA`98 conference in Trondheim

[5.10] Oustasse Abdoulaye Sall, Meissa Fall, Yves Berthaud, Makhaly Ba, Influence of the Elastic Modulus of the Soil and Concrete Foundation on the Displacements of a Mat Foundation, Open Journal of Civil Engineering, 2013, 3, 228-233, Published Online December 2013

[5.11] Frans Van Cauwelaert, Marc Stet, Andre Janieski, The general solution for a slab subjected to centre and edge loads and resting on a Kerr foundation, International Journal of Pavement Engineering, Volume 3, Issue 2, 2001

[5.12] IANCU-BOGDAN TEODORU, VASILE MUŞAT și M. VRABIE, A finite element study of the bending behavior of beams resting on two-parameter elastic foundation, BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI, publicat de Universitatea Tehnică "Gheorghe Asachi" din Iași, Tomul LII (LVI), Fasc. 3-4, 2006

[6.1] Sonia Lubomirova Parvanova, Lecture Notes: Structural Analysis II, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy - Sofia, Faculty of Civil Engineering, Department of Structural Mechanics - 2011

[7.1] Departamentul de Organe de Mașini și Tribologie, Secțiunea Didactic - [Link](#)

[7.2] Coefficient of kinetic friction - [link](#)

[7.3] Zsolt Rémai, Correlation of undrained shear strength and CPT resistance, Periodica Polytechnica, *Civil Engineering* 57/1 (2013) 39-44 doi: 10.3311/PPci.2140

[7.4] Soil Mechanics, Bristol University of the West of England, *Based on part of the [GeotechniCAL reference package](#) by Prof. John Atkinson, City University, London*

[7.5] WIKIPEDIA.ORG - [Surface Roughness](#)

[7.6] SC ISPE SA, Mărirea stabilității depozitului de zgură și cenușă mal drept Jiu cota 122 mdMB - Compartiment II SE Ișalnița - Proiect tehnic și detalii de execuție - Supraînălțare deposit zgură și cenușă mal drept jiu cota 122 mdMB

[7.7] - Wikipedia - Yield surface - https://en.wikipedia.org/wiki/Yield_surface