



VASBETON

Cikkgyűjtemény és köszöntések

Dr. TASSI GÉZA
egyetemi tanár
a műszaki tudomány doktora (MTA)
születésének 90. évfordulója alkalmára

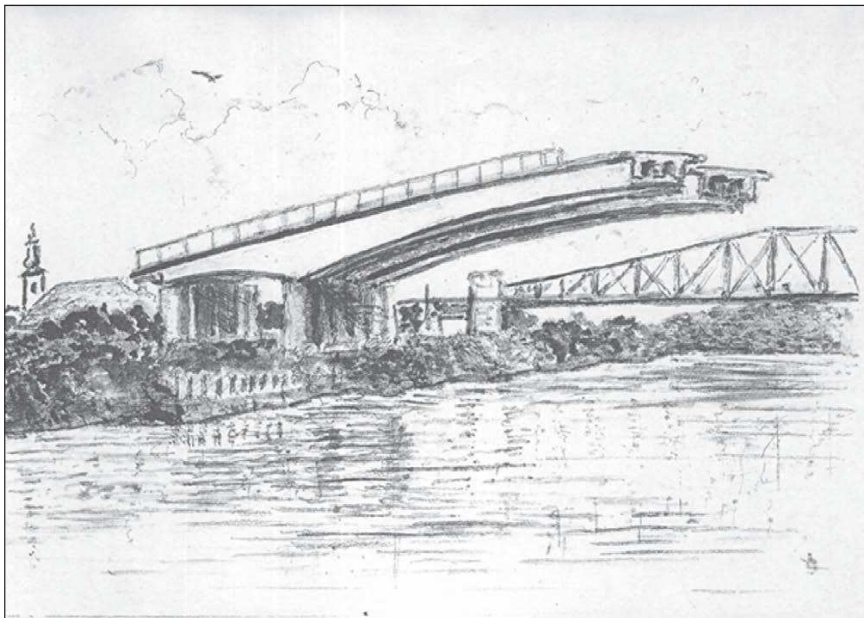
REINFORCED CONCRETE

Testimonials

on the occasion of the 90th anniversary of the birth of
Dr. GÉZA TASSI
Professor
Doctor of Technical Science (Hung. Acad. Sci.)

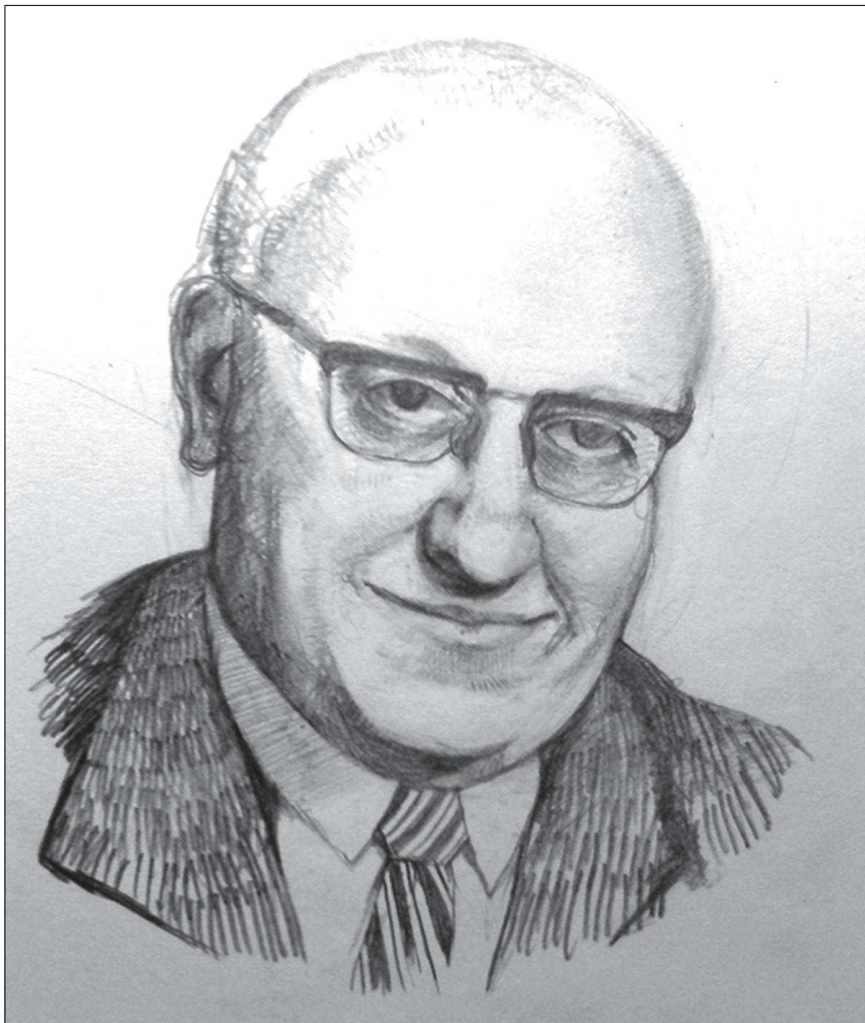
VASBETON
Cikkgyűjtemény és köszöntések

REINFORCED CONCRETE
Testimonials



Imre Lajos ecsetrajza

Tassi Géza tagja volt annak az Apáthy Árpád vezette bizottságnak, amely javaslatot tett a blokkokból szabad szereléssel épülő feszített vasbeton hídszerkezetek célszerű alkalmazási helyének kijelölésével foglalkozott. Elvégezte munkatársaival a kunszentmártoni Hármaskörös híd a hazánkban első ilyen szerkezet előkísérleteit és független erőtanai számítását. Előadásorozatot tartott Reviczky Jánossal a szabadon szerelt szerkezetekről a BME MTKI-ben. Mátrixelméleti módszerrel Rózsa Pállal eljárást dolgozott ki ilyen szerkezetek számítására. Évtizedeken át oktatta a szabadon szerelt és folytonos többtámaszú utófeszített vasbeton hídszerkezeteket a BME hallgatóinak, az angol ill. német nyelvű kurzusokon is. E szerkezetekről beszámolt több nemzetközi fórumon.



TASSI GÉZA

Pollmann Sára Zsófia grafikája (1985-ben készült fénykép alapján)

VASBETON

Cikkgyűjtemény és köszöntések

Dr. TASSI GÉZA

egyetemi tanár

a műszaki tudomány doktora (MTA)
születésének 90. évfordulója alkalmára

REINFORCED CONCRETE

Testimonials

on the occasion of the 90th anniversary of the birth of

Dr. GÉZA TASSI

Professor

Doctor of Technical Science (Hung. Acad. Sci.)

E kötet kiadásának költségeit magánszemély fedezte.
A cikkeket a szerzők nyomdakész tartalommal küldték be.

Főszerkesztő:

Dr. Balázs L. György, PhD, Dr.-habil.
egyetemi tanár, tanszékvezető
a *fib* Magyar Tagozata elnöke

Szervező:

Szlivka József
okl. építészmérnök, okl. tartószerkezeti szakmérnök
az Archi+med Bt ágazatvezetője

Lektor:

Királyföldi Lajosné
okl. mérnök, okl. vasbetonépítési szakmérnök
t. egyetemi docens

Editor-in-chief

Dr. György L. Balázs, PhD, Dr.-habil.
Professor, Head of Department,
President of *fib* Hungarian Group

Organizer

József Szlivka,
Certified Architect, Certified Structural Engineer, MSc
Sector leader of Archi+med General Partnership

Lector

Antónia Királyföldi,
Certified Civil Engineer, Certified Engineer in Concrete Construction MSc.
Honorary Associate Professor

Kiadó: Art Atelier Kft., ügyvezető igazgató: Gettlerné Tassi Judit Magdolna

Műszaki szerkesztő: Halmai Csaba

Nyomtatta és kötötte: Cypress Nyomdai Szolgáltató Kft.

ISBN 978-963-12-4160-0

Printed in Hungary

TARTALOMJEGYZÉK – CONTENTS

A cikkek eredeti címe félkövér, nagybetűs, fordításuk normál betűkkel szerepelnek a jegyzékben.

The original titles of the papers are printed in the list using bold capitals, their translation by normal ones.

- 10 *Balázs, L.G.:* **A FŐSZERKESZTŐ ELŐSZAVA**
10 *Balázs L.G.:* **PREFACE BY THE EDITOR -IN-CHIEF**
- 11 *Ajdkiewicz, A., Węglorz, M.:* **TESTS ON STRUCTURAL ENHANCEMENT OF CONCRETE SURFACE AS CONTRIBUTION TO SUSTAINABLE CIVIL ENGINEERING**
Vizsgálatok a betonfelület szerkezeti javítására építőmérnöki létesítmények fenntarthatósága szempontjából
- 19 *Beres, A.B.:* **SPACING REQUIREMENT FOR HEADED REINFORCING BARS**
Hidegen zömített fejű acélbetétek távolságára vonatkozó követelmények
- 23 *Farkas, A.:* **COMPARATIVE BRIDGE PERFORMANCE MEASUREMENT USING MULTI-ATTRIBUTE SCALING METHODS OF DIFFERENT TYPES**
Hidak többszempon্তু összemérése különböző típusú értékelési módszerekkel
- 33 *Gabor, P.:* **THE NEED FOR ENGINEERING PEDAGOGY IN THE STRUCTURAL ENGINEERING PROFESSION**
A mérnökpedagógia igénye a szerkezetépítő mérnöki szakterületen
- 41 *Gambarova, P.G. Lo Monte, F.:* **R/C SLABS PROVIDED WITH DAPPED ENDS: BAR LAY-OUTS AND BOND-RELATED ISSUES**
Visszaduzzasztott végű betonacélokkal vasalt vasbeton lemezek. Az elrendezés és a tapadásra gyakorolt hatás
- 51 *Hortobágyi., Zs., Nédli, P.:* **COMPARISON OF RIGID PLASTIC AND ELASTIC PLASTIC FEM ANALYSIS OF LARGE PANEL STRUCTURES**
Merev, képlékeny és rugalmas-képlékeny nagypanel szerkezetek számítása véges elemek módszerével
- 59 *Ikeda, Sh.:* **DESIGN OF PRESTRESSED CONCRETE BREAKWATERS AGAINST MEGA-TSUNAMIS UNDER A PRIMARY CONCEPT**
Mega-cunamik elleni feszített vasbeton víztörők tervezése elsődleges koncepció alapján
- 65 *Jutila, A.:* **GENERALIZED THEORY FOR SHRINKAGE AND CHANGE OF TEMPERATURE ANALYSIS OF COMPOSITE CROSS-SECTIONS**
Öszvértartó keresztmetszetének általánosított tervezése a zsugorodás és hőmérsékletváltozás figyelembe vételére
- 71 *Madaj, A., Mossor, K.:* **ROTATION IN A PLASTIC HINGE AND THE BEARING CAPACITY OF A CONTINUOUS CONCRETE BEAM**
Képlékeny csuklón fellépő elfordulás és a folyatatólagos vasbeton gerenda teherbírása
- 79 *Magyari, B.:* **MECHANICAL CONNECTION FOR REINFORCED CONCRETE ELEMENTS**
Mechanikai toldás vasbeton elemek számára

- 85 *Steiner, G.R.*: **A TRIBUTE TO PROFESSOR GEZA TASSI'S LIFETIME WORK: A REAL REINFORCED CONCRETE TOWN, CHICAGO, ILLINOIS, USA**
Tassi Géza professzor élete munkájának köszöntése: Chicago, Illinois, USA, egy igazi vasbeton város
- 93 *Tepfers, R.*: **THE EVALUATION OF CONSTRUCTION SCIENCE AND EDUCATION IN UNIVERSITIES**
Az építéstudomány és az egyetemi oktatás értékelése
- 97 *Végh, L.*: **THEORY OF ENVIRONMENTALLY COMPATIBLE STRUCTURES**
Környezetbarát szerkezetek elmélete
- 105 *Vintzéleou, E., Palieraki, V.*: **MODELLING OF INTERFACES IN REPAIRED/STRENGTHENED RC ELEMENTS SUBJECTED TO CYCLIC ACTIONS**
Ciklikusan terhelt, felújított-megerősített vasbeton elemek –csatlakozási felületeinek modellezése
- 115 *Windisch, A.*: **THE "FIFTH AXIOM" OF THE THEORY OF STRUCTURAL CONCRETE**
A szerkezeti beton elméletének „ötödik axiómája”
- 123 *Almási, J., Nemes, B., Polgár, L.*: **UTÓFESZÍTETT SZEGMENSTARTÓK ALKALMAZÁSA A MAGASÉPÍTÉSBN: SIÓFOKI SPORTCSARNOK**
Application of segmental post-tensioned concrete beams in buildings –the sport hall in Siófok
- 129 *Béres, L.*: **A NYOMOTT BETON TÖNKREMENTELÉNEK FOLYAMATA**
Course of crushing of concrete under compression
- 135 *Bölcsey, E.*: **FA-BETON ÖSZVÉRTARTÓK TERVEZÉSE ÉS KIVITELEZÉSE (TŰZHTÁS FIGYELEMBEVÉTELÉVEL)**
Design and constructing of composite timber-concrete structures considering fire effect
- 143 *Dalmy, D., Farkas, Gy.*: **A KÜLSŐ KÁBELES FESZÍTÉS BEMUTATÁSA MAGYARORSZÁGON**
Introduction of external post-tensioning: in Hungary
- 157 *Dulácska, E., Tajta, I.*: **FALAZOTT PILLÉREK HABARCS DEGRADÁCIÓT FIGYELEMBEVEVŐ VIZSGÁLATA**
Analysis of masonry columns considering mortar degrading
- 171 *Erdélyi, A., Kovács, J., Gál, A.*: **SAVÁLLÓAK LEHETNEK-E A BETONOK?**
Can concretes be acid resistant?
- 189 *Farkas, Gy., Kovács, T., Lovas, A., Szalai K..*: **A VALÓSZÍNŰSÉGI ELVEN ALAPULÓ MÉRETEZÉS KIALAKULÁSA HAZÁNKBAN**
Development of probability based design in Hungary
- 207 *Galaskó, Gy.*: **PONYVASZERKEZETEK TERVEZÉSE**
Design of awning structures
- 211 *Gáspár, Zs., Ghaemi, M..*: **VASBETON SAROKKONZOLLEMEZ**
Reinforced concrete corner cantilever slab
- 217 *Imre, L.*: **RAJZOK ÉS RAJZOLÁS AZ ÉPÍTŐMÉRNÖKI GYAKORLATBAN**
Drawings and free handed drawing in engineering education
- 223 *Jancsó, A.*: **HERKULESFÜRDŐ RÉGI KŐHÍDJA**
Old stone bridge at Herkulesfürdő

- 231 *Kausay, T.*: **ALKÁLI-KOVASAV REAKCIÓ A BETONBAN**
Alkali-silicid acid reaction in concrete
- 239 *Királyföldi, L.-né.*: **MIT JELENT AZ AUTÓPÁLYA-ÉPÍTÉS A HIDÁSZOKNAK?**
What does the motorway construction mean to bridge engineers?
- 245 *Koris, K., Bódi, I.*: **VASBETON-KERÁMIA KOMPOZIT FÖDÉMRENDSZER TARTÓSSÁGÁNAK ELMÉLETI VIZSGÁLATA**
Theoretical analysis of durability of composite floor system
- 255 *Lublóy, É., Balázs, L. G.*: **VASBETON SZERKEZETEK TÚZ UTÁNI VIZSGÁLTA ÉS REKONSTRUKCIÓJA**
Analysis and refurbishment of reinforced concrete structures after fire
- 263 *Muzelák, L.*: **EGYETEMI OKTATÁS, MÉRNÖKI GYAKORLAT**
University education, engineering practice
- 269 *Polgár, L.*: **TALÁLKOZÁSAIM TASSI GÉZA PROFESSZORRAL**
My meetings with Prof. Géza Tassi
- 277 *Tariczky, Zs.*: **HÍDÉPÍTÉS ÉS MINŐSÉG-ELLENŐRZÉS**
Bridge construction and quality control
- 283 *Timár, A.*: **AZ ÚTBURKOLAT ÁLLAPOTÁNAK ELŐREJELZÉSE**
Forecasting pavement performance
- 293 *Visnovitz, Gy.*: **A „DEÁK-TASSI MÓDSZER” AZ EUROCODE TÜKRÉBEN**
The Deák-Tassi method in mirror of EUROCODE
- 301 *Erdélyi, L.*: **AZ ÉPÍTŐIPARI LABORATÓRIUM ELSŐ ÉVTIZEDEI, GÉZA BÁCSI, A TANSZÉKI LABORVEZETŐ**
The first decades of the Laboratory for Building, Uncle Géza, head of laboratory of department
- 305 *Kegyves, Cs.*: **TALÁLKOZÁSAIM TASSI GÉZÁVAL**
Meetings with Géza Tassi
- 307 *Madaras, G.*: **SZEMÉLYES SZÖSSZENET**
Personal sketch
- 309 *Marić, Z.*: **GÉZA BÁCSI – AZ ÉN SOKÉVES MENTOROM**
Uncle Géza, my mentor for many years
- 315 *Ryżyński, A.*: **GREETING**
Üdvözllet
- 317 *Степанюк, В.К.*: **О НЕКОТОРЫХ АСПЕКТАХ ОБЕСПЕЧЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ СОВРЕМЕННЫХ ВЫСОКОТЕЛЛЯЖНЫХ АВТОМАТИЗИРОВАННЫХ ОХЛАЖДАЕМЫХ КАМЕР**
Sztepanyuk, V.K.: A korszerű magas szintű automatizált hűtőkamrák biztonságának és a tartósságának garantálásának néhány szempontja
Stepanyuk, V.K.: Some aspects of warranty for safety and durability of up-to date high level automatised refrigerated chambers
- 325 *Szlivka, J.*: **ФОРМАЛЬНО-СТАТИСТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ОПУБЛИКОВАННЫХ РАБОТ ПРОФЕССОРА TASSI GÉZA**
Tassi Géza professor publikált munkáinak formális statisztikai elemzése
Formal statistical analysis of published works by Professor Géza Tassi
- 335 *Tassi, G.*: **AZ „ÖRÖKZÖLD” VASBETON – ÉLETEM**
The „evergreen” reinforced concrete – My life
- 379 *Tassi, G.*: **HONLAP – HOMEPAGE**

A FŐSZERKESZTŐ ELŐSZAVA

Megtiszteltetés számomra, hogy dr. Tassi Gézát köszönhetem 90. születésnapja alkalmából. Jelen ünnepi kiadvány tartalmazza a barátok és kollégák által hozzá írt köszöntéseket, számos szakcikket. Olvashatjuk az ünnepelt írását a vasbeton területén végzett munkájáról, valamint publikációi jegyzékét is magában foglaló honlapját. A Nemzetközi Betonszövetség (*fib*) tiszteletbeli elnökeként örömmel számolok be arról, hogy dr. Tassi Géza óriási aktvitással vett részt nemzetközi szervezetek munkájában az elmúlt öt évtized során. Ezek közé tartoztak mind a FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte), mind a CEB (Comité Euro-International du Béton), majd a *fib* (fédération international du béton = International Federation of Structural Concrete) is az 1998-ban bekövetkezett egyesítést követően. Dr. Tassi Géza nagyon jól ismerte a nemzetközi szakmai köröket, és őt is nagyon sokan ismerték. Számos bizottság és munkabizottság munkáját széleskörű aktivitásával segítette. Munkája elismeréseként a szakmai szervezetektől több elismerésben részesült: FIP Medal a FIP 1992. évi szimpóziuma idején, tiszteletbeli elnöki cím a *fib* Magyar Tagozat alakuló ülésén 1998-ban, Special Award a *fib* 2002. évi osakai kongresszusán és Palotás László-díj a *fib* Magyar Tagozatától 2005-ben. Számomra külön megtiszteltetés volt, hogy dr. Tassi Géza (dr. Windisch Andorral együtt) – ahogy ő fogalmazott – „bedobott engem nemzetközi vizekbe” közvetlenül a mérnöki fokozatom megszerzése után. Tanárom volt Hídépítésből, és kollégám a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén. Ezzel a kötettel szeretnék én és kollégáim gratulálni dr. Tassi Gézának hosszú pályafutása során elért eredményeihez, és köszönetet mondani az általa nyújtott segítségéért és támogatásért.

Dr. Balázs L. György

A *fib* tiszteletbeli elnöke (*fib* elnök: 2011-2012)

PREFACE BY THE EDITOR-IN-CHIEF

This Volume is a present to Prof. Géza Tassi on his 90th birthday. It includes both technical contributions as well as greetings from friends and colleagues. We can read the writing of Prof. Tassi on his works in field of reinforced concrete and his homepage including the list of his publications, too. Prof Géza Tassi did an excellent work for more then five decades in international associations like FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte), CEB (Comité Euro-International du Béton) and in *fib* (fédération international du béton = International Federation of Structural Concrete) following the merger of CEB and FIP in 1998. Prof Géza Tassi has been member of several Commissions and Task Groups. He knew lot of colleagues from all over the world, and he was also very well-known in these international federations. He had many friends. He received the FIP Medal in 1992 at the time of the FIP Symposium Budapest, he became Honorary President of *fib* Hungary, he received Special Award at the Osaka Congress in 2002 and received László Palotás Prize in 2005 in Budapest. I personally had the pleasure that he (together with hon. Prof. Andor Windisch) introduced me to international technical activities immediately after receiving my engineering degree. With his support I was able to feel myself as part of the international community even as a young engineer. At the same time he was also my teacher in Bridge design and later my colleague at the University. At this particular moment, myself and my colleagues, authors of this Special Volume would like to congratulate to Prof. Géza Tassi on his 90th birthday and thank him for his help during all his life.

Prof. György L. Balázs

Honorary President of *fib* (President of *fib* 2011-2012)

TESTS ON STRUCTURAL ENHANCEMENT OF CONCRETE SURFACE AS CONTRIBUTION TO SUSTAINABLE CIVIL ENGINEERING

*Andrzej Ajdukiewicz, Marek Węglorz
Silesian University of Technology
Akademicka 5, 44-100 Gliwice, Poland*

The best wishes and congratulations on the glorious Jubilee of 90th Birthday for Professor Géza Tassi are expressed by all his friends from the Polish fib Group

SUMMARY

Simple methods for improvement of durability of reinforced-concrete or prestressed-concrete structures became commonly considered targets in the strategy of sustainable civil engineering. Promising method for durability improvement of concrete surface presents application of controlled permeability formwork (CPF). However, the effectiveness of such method of casting of concrete depends significantly on the details of concrete mixture, its placing and compacting, and many other factors. Therefore, the tests on the samples were done to obtain the results of basic properties considered as crucial for durability, like: hardness, abrasion, tensile strength, resistance to water absorption, chloride diffusion, carbonation, frost resistance. And, the main tests of entire members cast against CPF were undertaken. The results of both groups of tests are presented in the paper.

1. INTRODUCTION

The extension of lifespan of concrete structures became the crucial problem in the strategy of sustainable development, particularly sustainable civil engineering. This is due to the dominant role of concrete as a building material. Problem of durability of reinforced-concrete structures is commonly considered in all domains of civil engineering activity. Proposals of simple and relatively not expensive methods of concrete protection are searched and tested. In majority, the problem of concrete structures durability is identical with the problem of concrete surface quality. Therefore, the improvement of the surface skin is so important. Different methods of concrete surface modification were used to obtain benefits in various aspects of durability. Very often such improvements were not durable, mainly due to aging or delamination effects.

A promising method for durability improvement of concrete surface is application of controlled permeability formwork (CPF). This is usually named as direct or structural method as opposed to chemical or electro-chemical methods. The general idea of the CPF is presented in Fig. 1, while the aim of forming concrete against such formworks is characterised in Fig. 2. High-tech materials designed to be effective as linings in formwork are commonly available today. Nevertheless, the actual effectiveness of such formworks depends significantly on the kind of concrete mixture, as well as its placing and compacting, and many other factors. Therefore, despite good results of individual tests, many aspects of the problem have not been clarified yet. Recent tests in majority were done on small specimens and very few results concerning effects on entire members have been published till now.

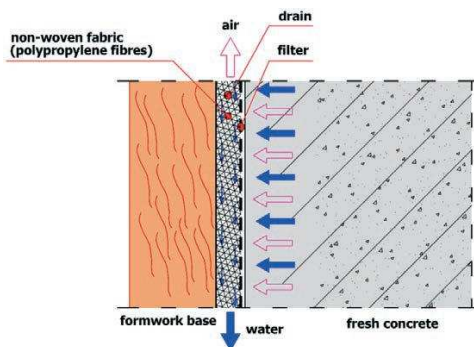


Fig. 1. The idea of modern CPF

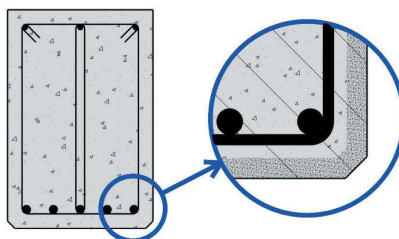


Fig. 2. The aim of application of CPF: improved structure of concrete surface skin

Apart from different tests concerning basic properties of concrete surface – like hardness, abrasion, tensile strength, resistance to water penetration and absorption, chloride diffusion, carbonation, frost resistance – for the first time the influence of CPF on behaviour of structural members was investigated. The comparable members of various size and shape were prepared, with rectangular and tee cross-sections. The elements for tests were produced in series of pairs – one member formed against ordinary plywood formwork and the other against CPF. These tests were directed to comparison of differences in stiffness and cracking development in members subjected to bending and shear. Full-scale reinforced-concrete beams made of various concrete mixtures were used in these tests.

2. ADVANTAGES OF PERMEABLE FORMWORKS FOR DURABILITY

2.1. General remarks

In recent decades many tests have been done to clarify the real effects of controlled permeability formworks, particularly in Japan (Kasai et al., 1988), UK (Price, Widdows, 1991), (Cairns, 1999), Germany (Schelling, 1996), (Barnewold, 2000), USA (Malone, 1999) and Australia (Marosseký, 1993), (Ajdukiewicz, Węglorz, 2006). Unfortunately, a few different kinds of CPF systems were used in the tests, so, the results are not quite comparable. More or less all of them fulfilled three basic functions:

- a special kind of filter, which allows passing of water and air out from the concrete mixture but retains cement,
- a drainage that transfers the water and air removed from concrete to outside the formwork,
- a curing system that maintains some water ready to be taken back by hardening concrete.

The linings available nowadays fulfil very effectively all the three functions. The excessive water and air is removed from concrete mixture through the CPF owing to three driving forces acting: pressure from compacting (particularly at vibration), natural hydrostatic pressure of mixture, and capillary suction from absorptive lining. Results of the third action particularly affect the effectiveness of the CPF system. Now, the most popular system in Europe is based on the non-woven polypropylene fibre fabric with thermally bonded fibres on one side of the fabric. This material has commercial name Formtex, and has been introduced into the practice since 2000. This kind of lining was used in all tests described below.

The most spectacular results of casting concrete against CPF are significant changes in surface appearance. The visible effects on surfaces comparing conventionally formed concrete are the following: elimination of blowholes and other faults, darker colour, textured dull finish. In fact, the main effects of forming concrete against CPF consist in significant reduction of w/c ratio at the surface and clearly more tight structure of the skin layer. The benefits mentioned below are directly related with these two factors.

2.2. Changes of concrete properties

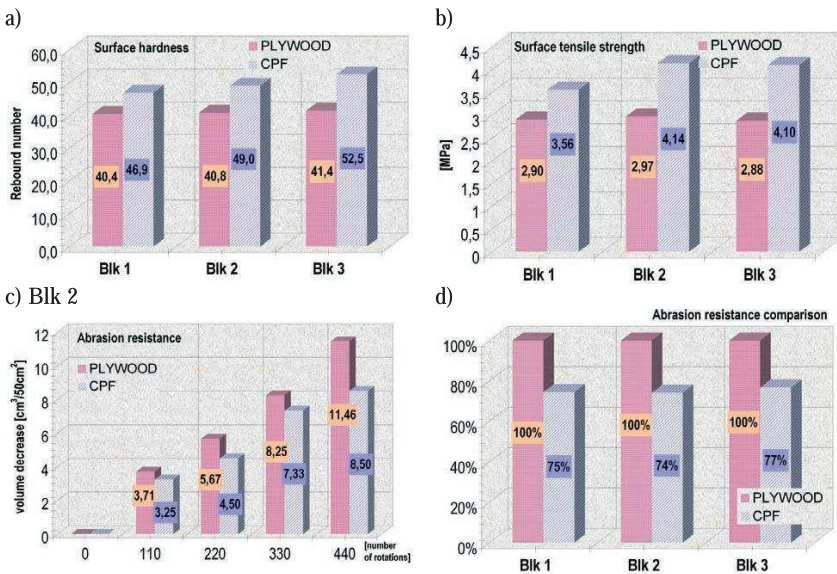


Fig. 3. Comparison of: a) surface hardness (sclerometric), b) tensile strength at surface, c) increase of coefficient of abrasion during test, for selected Blk 2 concrete; d) coefficient of abrasion ratio for all tested concretes;

CPF – controlled permeable formwork, PLYWOOD – impermeable formwork.

The tests were done in the following way: the core specimens were taken from walls 300 mm thick, formed against CPF on one side, and against impregnated plywood on the other. Therefore, each cylindrical specimen had different surfaces on both bases, but its concrete was exactly the same, without effects of casting in the vertical position.

The three concrete blocks $300 \times 2600 \times 1200$ mm were cast and slightly different concrete mixtures were used (name; cement type; cement content [kg/m^3]; plasticizer (dry) [kg/m^3]; water [kg/m^3]; aggregate (total) [kg/m^3]; w/c ratio; compressive mean strength $f_{cm,28}$ [MPa]):

- Blk1; CEM I 32.5; 335; none; 201; 1763; 0.60; 25.0,
- Blk2; CEM II 32.5; 375; 3.0; 175; 1789; 0.47; 32.4,
- Blk3; CEM II 32.5; 460; 2.3; 189; 1750; 0.41; 42.5.

The concrete mixture was compacted with the use of 35 mm poker vibrator. The block formwork was demounted after 28 days of concrete hardening.

General effectiveness of concrete surface hardness was confirmed in the following tests: compressive concrete strength by means of Schmidt's hammer rebound number value, tensile strength at surface in pull-off test and abrasion coefficient in Böhme's method. The most important results are shown in Fig. 3.

2.3. The tests of structural reinforced-concrete members

The separate tests were devoted to the differences in behaviour of reinforced concrete beams as regards cracking and flexural stiffness. Two types of RC beams were used in the tests: 2.4 m long with rectangular cross-section and 4.5 m long with T-section (Fig. 4).

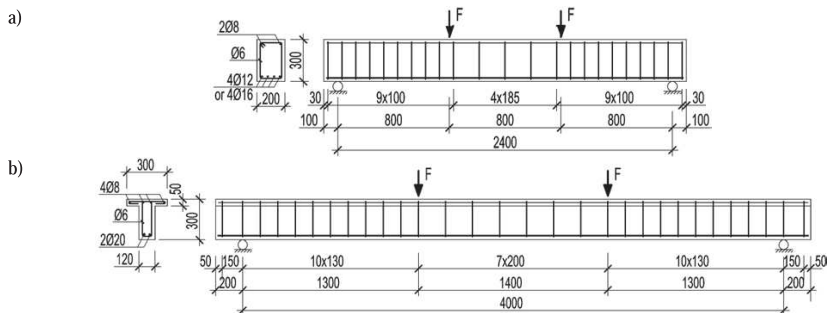


Fig. 4. Dimensions, reinforcement and loading scheme of tested elements with: a) rectangular cross-section, b) T-shape cross-section

The longitudinal reinforcement of beams consisted of ribbed bars with characteristic strength $f_{yk} = 410$ MPa and with diameter $\text{Ø}12$ mm or $\text{Ø}16$ mm, whereas transversal and secondary reinforcement was made from plain bars of ordinary steel ($f_{yk} = 210$ MPa).

The difference in the main reinforcement in prismatic beams with rectangular cross-sections was applied to achieve the two different shapes of failure, i.e. yielding of the longitudinal reinforcement for the under-reinforced beams (main reinforcement $4\text{Ø}12$) and shear or excess of compressive concrete strength for the over-reinforced beams (main reinforcement $4\text{Ø}16$). The beams of T-shape cross-section had been designed to achieve similar pattern of failure as under-reinforced rectangular beams.

The beams were made using various concretes, normal-strength and high-strength alike. The main features of concrete and the main mechanical properties are given in Tables 1 and 2.

Table 1. Main features and components of used concrete mixtures

Beams notation	Consistency <i>VeBe</i> (s)	Mixture components [kg/m ³]				Admixtures, additives: <i>SP, SF, FA</i> *	<i>w/c</i>
		Class of cement; mass	Sand	Aggregate	Water		
1	2	3	4	5	6	7	8
<i>BPb-1</i>	11	<i>CEMI 32.5R</i> ; 300	653	1524	149	-	0.50
<i>BPb-2</i>	12	<i>CEMI 32.5R</i> ; 500	571	1330	180	-	0.36
<i>BPb-3</i>	10	<i>CEMI 32.5R</i> ; 420	627	1334	168	<i>SP</i> : 6	0.40
<i>BPb-4</i>	11	<i>CEMI 32.5R</i> ; 300	653	1524	149	-	0.50
<i>BPb-5</i>	12	<i>CEMI 42.5R</i> ; 455	615	1435	113	<i>SP</i> : 9, <i>SF</i> : 45	0.25
<i>BPb-6</i>	13	<i>CEMI 42.5R</i> ; 455	620	1447	108	<i>SP</i> : 8, <i>SF</i> : 45	0.25
<i>BPb-7</i>	5	<i>CEMI 52.5</i> ; 455	592	1381	144	<i>SP</i> : 4, <i>SF</i> : 45	0.29
<i>BPb-8</i>	7	<i>CEMI 52.5</i> ; 455	592	1381	144	<i>SP</i> : 4, <i>SF</i> : 45	0.29
<i>BPg-1</i>	9	<i>CEMI 32.5R</i> ; 300	600	1400	149	-	0.50
<i>BPg-2</i>	9	<i>CEMI 32.5R</i> ; 300	600	1400	149	-	0.50
<i>BPg-3</i>	8	<i>CEMI 42.5</i> ; 500	524	1221	180	-	0.36
<i>BPg-4</i>	7	<i>CEMI 42.5</i> ; 500	540	1150	180	-	0.36
<i>BPq-1</i>	7	<i>CEMII 32.5</i> ; 420	645	1099	197	-	0.47
<i>BPq-2</i>	5	<i>CEMII 32.5</i> ; 375	662	1127	175	<i>SP</i> : 3	0.47
<i>BPq-3</i>	10	<i>CEMII 32.5</i> ; 460	684	1066	189	<i>SP</i> : 2.3	0.41
<i>BPq-4</i>	6	<i>CEMII 32.5</i> ; 300	743	1162	155	<i>SP</i> : 2.1, <i>FA</i> : 55	0.52
<i>BTq-1</i>	7	<i>CEMII 32.5</i> ; 420	645	1099	197	-	0.47
<i>BTq-2</i>	5	<i>CEMII 32.5</i> ; 375	662	1127	175	<i>SP</i> : 3	0.47
<i>BTq-3</i>	10	<i>CEMII 32.5</i> ; 460	684	1066	189	<i>SP</i> : 2.3	0.41
<i>BTq-4</i>	6	<i>CEMII 32.5</i> ; 300	743	1162	155	<i>SP</i> : 2.1, <i>FA</i> : 55	0.52

* *SP* – superplasticizer, *SF* – silica fume, *FA* – fly-ash

Table 2. Main features and mechanical properties of concretes used in tests for:

BP – rectangular beams, *BT* – T-shape beams

Beams notation	Kind of Coarse Aggregate	Properties of concretes			Main reinforcement
		Compressive mean strength <i>f_{cm}</i> [MPa]	Tensile mean strength <i>f_{ctm}</i> [MPa]	Modulus of elasticity <i>E_{cm}</i> [GPa]	
1	2	3	4	5	6
<i>BPb-1</i>	basalt	39.6	3.4	35.6	4Ø12
<i>BPb-2</i>	basalt	55.8	4.5	41.9	4Ø16
<i>BPb-3</i>	basalt	55.6	4.7	43.2	4Ø12
<i>BPb-4</i>	basalt	39.6	3.4	35.6	4Ø16
<i>BPb-5</i>	basalt	100.9	7.2	51.9	4Ø16
<i>BPb-6</i>	basalt	90.3	6.1	52.0	4Ø12
<i>BPb-7</i>	basalt	95.6	6.9	54.2	4Ø12
<i>BPb-8</i>	basalt	91.8	6.3	54.7	4Ø16
<i>BPg-1</i>	granite	37.3	3.3	27.3	4Ø12
<i>BPg-2</i>	granite	38.9	3.1	28.8	4Ø16
<i>BPg-3</i>	granite	64.0	3.6	30.9	4Ø12
<i>BPg-4</i>	granite	60.8	4.0	30.1	4Ø16
<i>BPq-1</i>	quartzite	31.8	3.5	25.2	4Ø12
<i>BPq-2</i>	quartzite	32.4	2.4	33.6	4Ø16
<i>BPq-3</i>	quartzite	37.5	3.4	34.0	4Ø16
<i>BPq-4</i>	quartzite	44.0	3.6	35.0	4Ø12
<i>BTq-1</i>	quartzite	31.8	3.5	25.2	2Ø20
<i>BTq-2</i>	quartzite	32.4	2.4	33.6	2Ø20
<i>BTq-3</i>	quartzite	37.5	3.4	34.0	2Ø20
<i>BTq-4</i>	quartzite	44.0	3.6	35.0	2Ø20

For all elements the formworks were stripped in 14 days after casting. The tests on elements were undertaken after the basic hardening period, i.e. approximately at 28 days. All beams were tested on the same stand, with use of the same four-point loading scheme (as presented in Fig. 4), to obtain comparative results. The main test results are summarized in Table 3.

Table 3. Main results of 16 series of *BP* beams and 4 series of *BT* beams, formed: *B* – against traditional, impermeable formwork and *mB* – against CPF; where: $2F_{cr}$ - the approximate cracking load, $2F_u$ - ultimate load, a_{70} – the deflection and Σw_{70} - the sums of the cracks width at load level of $2F = 70$ kN, $\varepsilon_{c,max}$ – the highest strain of the concrete registered in compression zone fibers

Beams notation	$2F_{cr}$ [kN]	$2F_u$ [kN]	$\varepsilon_{c,max}$ [‰]	a_{70} [mm]	$a_{70,mB} / a_{70,B}$ [%]	Σw_{70} [mm]	$\Sigma w_{70,mB} / \Sigma w_{70,B}$ [%]
1	2	3	4	5	6	7	8
<i>BPb-1</i>	40	134	2.67	4.13	71%	0.51	55%
<i>mBPb-1</i>	50	135	2.79	2.92		0.28	
<i>BPb-2</i>	50	210	2.66	2.66	64%	0.29	41%
<i>mBPb-2</i>	60	212	2.99	1.71		0.12	
<i>BPb-3</i>	40	135	2.45	1.75	73%	0.45	67%
<i>mBPb-3</i>	50	140	2.65	1.27		0.30	
<i>BPb-4</i>	45	200	2.15	2.44	81%	0.33	55%
<i>mBPb-4</i>	50	210	3.10	1.98		0.18	
<i>BPb-5</i>	60	222	3.32	1.76	72%	0.12	25%
<i>mBPb-5</i>	70	225	3.56	1.27		0.03	
<i>BPb-6</i>	50	120	2.83	2.83	78%	0.47	47%
<i>mBPb-6</i>	50	122	2.51	2.22		0.22	
<i>BPb-7</i>	60	130	2.57	2.54	90%	0.35	77%
<i>mBPb-7</i>	60	130	2.45	2.29		0.27	
<i>BPb-8</i>	60	210	2.30	1.34	91%	0.29	76%
<i>mBPb-8</i>	60	210	2.87	1.22		0.22	
<i>BPg-1</i>	30	135	3.33	3.61	68%	0.66	64%
<i>mBPg-1</i>	40	135	3.24	2.46		0.42	
<i>BPg-2</i>	40	210	2.02	2.22	70%	0.25	56%
<i>mBPg-2</i>	50	212	2.71	1.56		0.14	
<i>BPg-3</i>	40	200	2.34	3.20	70%	0.34	50%
<i>mBPg-3</i>	55	210	3.15	2.25		0.17	
<i>BPg-4</i>	30	140	2.35	2.85	84%	0.55	73%
<i>mBPg-4</i>	40	140	2.48	2.40		0.40	
<i>BPq-1</i>	32	129	3.69	4.01	88%	0.90	70%
<i>mBPq-1</i>	34	137	3.74	3.54		0.63	
<i>BPq-2</i>	50	210	3.17	2.49	93%	0.29	59%
<i>mBPq-2</i>	50	211	2.63	2.32		0.17	
<i>BPq-3</i>	20	199	4.13	3.10	82%	0.37	78%
<i>mBPq-3</i>	30	212	3.77	2.54		0.29	
<i>BPq-4</i>	35	130	3.20	3.44	77%	0.75	63%
<i>mBPq-4</i>	38	133	2.90	2.65		0.47	
<i>BTq-1</i>	10	90	1.89	15.54	94%	2.01	86%
<i>mBTq-1</i>	15	91	1.72	14.56		1.72	
<i>BTq-2</i>	15	89	1.68	16.07	92%	2.21	91%
<i>mBTq-2</i>	20	90	1.65	14.83		2.01	
<i>BTq-3</i>	10	89	1.49	17.47	93%	2.31	91%
<i>mBTq-3</i>	15	90	1.65	16.27		2.10	
<i>BTq-4</i>	10	90	1.75	15.89	96%	2.15	95%
<i>mBTq-4</i>	15	90	1.60	15.25		2.05	

There was not achieved any vital increase in the load bearing capacity of beams formed against CPF, whereas it was observed, as expected, that surface modification caused the significant increase in flexural stiffness.

The level of the increase in stiffness at bending was strictly influenced by concrete mixture composition. It was observed the higher effectiveness of surface modification on flexural stiffness when concrete mixtures with the higher volume of water (the effect of higher formwork liner drainage) and cement (the effect of higher cement concentration at surface) were used.

Whereas the higher cement volume of cement worked well for surface properties in CPF, an addition of silica fume (as well as fly ash) in HPC concretes caused drastic decrease in the effectiveness in drainage and filtration properties of fabric liner. Therefore the difference in bending stiffness of modified and traditionally cast elements was negligible. The silica fume particles (between 0.03 and 0.3 μm in dimension) are smaller than fabric pores (from 0.2 to 20 μm). Drainage of that small particles of *SF* caused clogging of pores in fabric mat and then, subsequently, its drainage and filter properties were limited or lost.

For the beams of T-shape cross-section the increase in stiffness was, similarly to beams with rectangular cross-section, also observed. However, the influence of surface modification in CPF on bending stiffness was not as significant as for BP beams made of normal-strength concrete. This observation proved, that modification of more complicated T-shape cross-section against CPF was less effective in comparison with rectangular cross-section. It was probably caused by the limited possibilities of compaction (vibration) of concrete in these relatively thin-walled members.

3. CONCLUSIONS

The considerable improvement of durability of concrete surface when formed against controlled permeability formwork (CPF) is evident, if compared with the same concrete formed against typical impermeable formworks made of impregnated plywood, steel, plastic foil, etc. However, the effectiveness of CPF depends on many factors, like concrete mixture composition, *w/c* ratio, kind of cement, presence of additives (silica fume, fly ash) or plasticizers. The influence of compaction methods, particularly intensity and other parameters of vibration, was observed too.

Recently, most of the tests have been devoted to direct aspects of concrete surface durability, like hardness, resistance to abrasion, water penetration and absorption, chloride diffusion, carbonation, frost resistance etc., the indirect influences are also important. Some of these improvements in concrete surface influence the increase of tensile strength and modulus of elasticity in concrete skin of reinforced-concrete elements.

In the tests of reinforced concrete beams subjected to bending and shear the flexural stiffness of members formed against CPF was found noticeably greater than in case of traditional formwork, and the cracks appeared later. From durability point of view the smaller width of cracks is the significant result of such modified surfaces of concrete. It should be emphasized that these benefits are greater in elements made of concrete mixtures with a higher *w/c* ratio. Also the influence of vibration intensity was observed.

All the benefits from using CPF in constructing structures endangered with aggressive impacts – physical and chemical alike – for instance bridges, containers, hydrotechnical

projects or industrial structures, indicate this way of improving durability as promising weapon against deterioration of concrete structures.

Recognition that the quality of the outer skin of the concrete has a dominant influence upon the durability of a concrete structure and enhancement of corrosion protection was mentioned in *fib* Bulletins No. 49 (2009) and No. 53 (2009).

5. REFERENCES

- Ajdkiewicz A., Węglorz M. (2006): “Direct Method for Improvement of Durability of Reinforced Concrete Structures”. *Archives of Civil Engineering*, Vol. 52, No. 2, 2006; pp. 215-235.
- Barnewold, R. (2000), “Saugende Schalungsbahnen, Eine Technik zur Verbesserung der Betonrandzone“, Final project, January 2000, *Fachhochschule Stuttgart*, 140p.
- Cairns, J. (1999), “Enhancements in surface quality of concrete through use of controlled permeability formwork liners”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 51, No. 2, April 1999, pp. 73-86.
- fib* Bulletin No. 49. “Corrosion protection of reinforcing steels”, *Technical report*, ISBN 978-2-88394-089-5, February 2009, 122p.
- fib* Bulletin No. 53. “Structural Concrete Textbook on behaviour, design and performance. Second edition Volume3: Design of durable concrete structures”, *Manual Textbook*, ISBN 978-2-88394-093-2, December 2009, 384p.
- Kasai, Y., Motoshi, N., Sato, K. and Suga, K. (1988), “Study on the evaluation of concrete quality prepared with permeable forms and plywood forms”, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, Vol. 10, pp. 59-67.
- Malone, P.G. (1999), “Use of Permeable Formwork in Placing and Curing Concrete”, US Army Corps of Engineers, *Technical Report* SI-99-12, October 1999, 43p.
- Marosszeky, M., Chew, M., Arioka, M. and Peck, P. (1993), “Textile form method to improve concrete durability”, *Concrete International*, November 1993, pp. 37-42.
- Price, W.F. and Widdows, S.J. (1991), “The effects of permeable formwork on the surface properties of concrete”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 43, No. 155, June 1991, pp. 93-104.
- Schelling, G. (1996), “Untersuchung an Betonrandzonen mit/ohne Schalungseinlagen“, *Technical Report*, July 1996, *Fachhochschule Stuttgart*, 23p.

SPACING REQUIREMENT FOR HEADED REINFORCING BARS

Attila B. Beres, PhD, PE

Beres Consulting

PO Box 252008, West Los Angeles, CA 90025, USA

SUMMARY

Detailing issues often challenge reinforced concrete design and construction. Meeting anchorage, shear, and congestion related constructability considerations pose seemingly insurmountable difficulties at many projects. Headed bar terminations has been receiving increased attention in the past decades as these devices greatly facilitate constructability, and at the same time, allow designers and contractors to meet code requirements, frequently with cost savings. This paper summarizes a very current issue that is subject of great interest to practitioners in the US.

1. INTRODUCTION

The author, a former student of Professor Dr. Géza Tassi, is greatly indebted to his mentor, who has sparked interest in reinforced and prestressed concrete during the formative years when he was a structural engineering student in the 1980s. The lectures and the many face to face discussions during the two and a half years that the author was fortunate to work under the tutelage of Professor Tassi at the university laboratory, upon completing his MSc degree at the Technical University of Budapest, spurred a personal and professional growth that allowed the author successes as practicing engineer as well as motivated to serve as a part-time educator. The always encouraging positive attitude, the love of profession, the attention to young generations, are only a small part of the many more positive values admired of Professor Tassi that the author hopes to carry on with the enthusiasm that his mentor exuded.

The author, as a consultant, collaborated in the last few years with one of the prominent headed reinforcing bar manufacturers, HRC, in Southern California, and the following is a short summary of observations relating to this innovative product category. This brief summary explains building code compliance related to the minimum spacing of headed reinforcing steel bars.

2. THE SPACING LIMIT DEBACLE

The ambiguity of spacing limit requirements is often raised as the headed end devices are becoming very popular among engineers and contractors. Benefits of headed bars are widely recognized, in particular, at congested details. When standard hooks are replaced by headed end devices to provide more efficient rebar termination, constructability vastly improves. In addition, reinforcing bars with headed ends may also serve as efficient shear or confinement reinforcement. However, the potential impediment of minimum spacing limit is often brought up, as the body of the ACI-318 Building Code¹ text puts emphasis on the prescriptive $4d_b$ spacing requirements in Section 12.6.1 (f). These spacing limit related provisions are

¹ Sections referenced hereon are of the 2011 edition of ACI-318, unless noted otherwise.

expected to evolve, for example, the 2014 version of ACI-318 has relaxed this limit to $3d_b$ ² for the beam-to-column joints of seismic moment frames. The current spacing limit is often questioned by design and construction professionals, and viewed as onerous by many, in particular that no similar spacing requirement is present in the ACI Code for bars with standard hooks, a rebar termination that clearly proven inferior to headed ends. Closer spacing provides added benefit in many applications, such as double headed ties, by increasing the well-confined area versus rebar cages with heads or hooks which are placed far apart. This summary provides background on this issue for construction professionals that seek detailing solutions with less spacing.

Construction products, including headed bars, are allowed in the US construction practice as long as those are found to meet the language and the intent of the building code by the authority having jurisdiction, typically the local buildings and safety department. Virtually, all of the US now has adapted the recent versions of the IBC Code, which in turn references the ACI-318 as the principal source document pertaining to reinforced concrete.

ACI-318 expressly allows the use of headed reinforcing bars. Section 3.5.9 governs the headed device production specifications by referencing ASTM A970, Annex A1 without any substantive changes, stating that products with heads conforming to the geometrical and strength requirements for “Class HA” should be used in building construction. Many of the headed deformed reinforcing bar products currently available in the US meet all these criteria.

Upon selecting such code compliant headed bar product, provisions related to detailing should be adhered to. Detailing clauses specific to headed bars are located in Section 12.6 of ACI-318. Provisions of this section are aimed to establish the tensile development length (l_{dt}) for headed deformed bars³. The code text, on its face, limits the conditions for which the development length formula is applicable. These limits are spelled out as follows:

- (a) Bar f_y shall not exceed 60,000psi;
- (b) Bar size shall not exceed No. 11;
- (c) Concrete shall be normalweight;
- (d) Net bearing area of the head A_{brg} shall not be less than $4A_b$;
- (e) Clear cover for bar shall not be less than $2d_b$;
- (f) Clear spacing between bars shall not be less than $4d_b$.

Thus, any Class HA headed rebar that meets the above criteria automatically, is assumed to have a minimum development length set forth in Section 12.6.2. The headed deformed bars are recognized as equal acceptable substitute to standard hooks, and what’s more, with a shorter tension development length. As headed bars have been successfully used in many situations that do not meet all the above listed six criteria, the limits imposed by Section 12.6.1 are rightfully questioned.

² Section 18.8.5.2 of ACI-318-2014

³ As stated in the Commentary of 12.6.1, certain headed rebar end terminations may be developed via the full force transfer by direct bearing of the head area on the concrete at the head alone, and the so-called “anchorage” capacity is established according to the Appendix D. This applies to the more robust headed bars, which accomplish the full force transfer at the relatively larger contact surfaces of the heads without the need to rely on bond along any length of the reinforcing steel. In contrast, some of the relatively smaller, inexpensive, and often more practical, headed bars achieve the full yield force of the rebar by a combination of bearing force at the head and bond along the bar.

According to the Commentary of Section 12.6, these applicability limits were imposed to reflect the conditions of the relatively few test that were used to formulate the development length provisions of Section 12.6.2. It is noted, that the test program, referenced by the ACI Code, was actually focused on headed studs, as part of the greater effort to improve the Anchorage to Concrete provisions of ACI 318 Appendix D. Headed studs, while appear to be similar to headed bars, are mostly used in vastly different configurations, such as embed plates or stud anchors for composite beams, where the embedment length of the stud is relatively short compared to the typical headed rebar use. Concrete breakout failures and group effects often dominate performance of such studs but have lesser significance for most headed bar applications with longer embedment. This admission of the ACI Code Commentary implies that headed bars can be legitimately used, with conditions beyond the limits of Section 12.6.1, as long as there is adequate data substantiating good performance.

In addition to the Commentary, the body of Section 12.6.4 also expressly allows the use of headed bar devices, which do not meet the above prescriptive provisions, yet able to develop f_y tension in the deformed rebar. This “escape clause” provision is essentially an invocation of the “Alternative materials, design, and methods of construction and equipment” clause of the IBC’s Section 104.11 requiring that test results to show adequacy.

One of the most often contested items of the above criteria-list, is the $4d_b$ minimum clear spacing limit of Section 12.6.1(f). There has been numerous tests with congested rebar details where reinforcing bars with headed ends were placed much closer than this limit, yet, provided superior structural performance and ease of construction. These situations often include joints, such a beam to column connections, vertical bar terminations in column/wall tops or pile caps, corbels, or similar odd geometrical elements with high force demands. The prescriptive $4d_b$ clear spacing limit, measured in between the nominal dimensions of the deformed bars (not considering the head), has been investigated by prominent researchers and very specifically addressed in two state-of-the-art reports. The following references demonstrate that the $4d_b$ spacing limit, introduced in the 2008 edition of the ACI-318, can be safely relaxed to $2d_b$.

In the seminal ACI Structural Journal paper by Kang, T., H.-K. et al. (2009) a comprehensive review of headed bar related experimental investigations was performed, where the authors examined a very large number of independent test results from many countries and manufacturers. This study aimed to document the tests in a unified format and to propose design guidelines to enhance the existing ACI provisions. This unification of database and in-depth review was prompted by the acknowledgement in the ACI Commentary pertaining to Section 12.6 that that the code development process on this subject was impeded by the very few reviewed tests.

This ACI journal paper took a close look at hundreds of tests, most focusing on congested applications. It made numerous recommendations to alter the current code limitations. As for the spacing limit, it made a clear recommendation to reduce it to $2d_b$. The authors also pointed out, that even in multi-layer scenarios, the adjacent layers also can be separated by a $2d_b$ spacing, stating that simultaneously reduced spacing in both directions would not have detrimental effect.

Based on the above comprehensive research documents, and positive feedback from actual applications, it is now widely recognized that headed bars substituting hooked bars can be used conservatively with the same installation parameters, regardless of the spacing and the other limitations of 12.6.1. The ACI published uncontested research shows $2d_b$ clear spacing

limit is adequate for reinforcing bars with headed end⁴. The author has no knowledge of any negative experience with such close spacing, and therefore joins the researchers to recommend the increasing the bar size to alleviate very close spacing and ensure reliable concrete consolidation.

The other key source document on this topic is the ACI 352 Committee Report⁵. This ACI committee issued an extensive state-of-the-art report on monolithic beam-column connections and addressed the terminations of hooked and headed bars. Their report recommends in Section 4.5.3 not only a shorter development length compared to the present Section 12.6.2, but also makes statements supporting the relaxation of ACI-318 limits as for spacing and concrete cover.

5. CONCLUSIONS

The author believes that there is extensive evidence and practical experience now to revise the current spacing limit in the ACI Code that has been creating an obstacle for a number of construction projects.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

The author would like to acknowledge Headed Reinforcement Corporation (HRC) of Fountain Valley, California, and Christian H. Dahl, President for providing extensive input on this subject and an earlier version of this manuscript over the past years of collaboration.

7. REFERENCES

- ACI Committee 318 (2008, 2011, 2014), *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318) and Commentary (ACI 318R)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI 352R-02 (Reapproved in 2010), *Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp 38.
- Thomas, H.-K. Kang, Myoungsu Shin, Nilanjan Mitra, and John Bonacci, (2009) *Seismic Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Headed Bars*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, ACI Structural Journal, V. 106, No. 6, November-December.

⁴ Such detailing decision should be made by the qualified responsible design professional familiar with all relevant aspects of the project.

COMPARATIVE BRIDGE PERFORMANCE MEASUREMENT USING MULTI-ATTRIBUTE SCALING METHODS OF DIFFERENT TYPES

*András Farkas
Óbuda University
H-1084 Budapest*

SUMMARY

Performance ratings of bridges with respect to a great number of attributes are compared. Ratings are obtained by using a normative and a descriptive type scaling method. It is stressed that both tangible and intangible data and satisfaction of multiple criteria are essential to a viable accomplishment of such complex evaluation problems in engineering. An appropriately chosen statistical inference making method is then used to test the equivalence of the two structurally different procedures. Seemingly, at the first glance, overall ranking and ratings of the bridges produce findings as one would not expect a priori.

1. PERSONAL NOTE

This paper is dedicated to professor Géza Tassi as a tribute to a distinguished researcher and an excellent university professor of civil engineering and a friend of the present author, on occasion of his 90th birthday. His intellectual prowess is matched by his personality, genuine character and humanity. I felt privileged to have had long opportunity to work with him in writing three joint papers over the latest eleven years. Topics were included the selection of proper girder structures in the presence of great number of conflicting attributes (Tassi et al., 2005a), the effect of prestressing on the appearance of concrete structures (Tassi et al., 2005b) and the conceptual design of environmentally compatible bridge structures (Tassi et al., 2011). I wholeheartedly wish Géza many more productive years to come and good health as well.

2. PROBLEM DESCRIPTION

This article is concerned with the comparison of two multi-attribute scaling methods, one of a normative and another of a descriptive type. The former method is called *MultiAttribute Object Measurement* (MAROM); see in Farkas (2006), and the latter one is the world widely used *Analytic Hierarchy Process* (AHP) method; see in Saaty, (1977), (1980), whose output will be adjusted for consistency using a non-linear *least-squares optimization* (LS) technique; which is described in detail in Chu et al. (1979) and Farkas et al. (2003). These methods will be used to rank and rate several bridge constructions based on a complex evaluation process with respect to a variety of different attributes. The attribute represents the means to measure a compound objective, i.e., to determine the performance ratings of the bridges under study. An attribute is characterized by either a qualitative numeral or a quantitative number on particular numerical scales.

The distinction between *normative* and *descriptive* approaches is, in principle, very simple. The term *normative* refers to the theory how decisions should be made in order to be rational, while the term *descriptive* refers to the theory how decisions are actually made. The

normative approach assumes that rational behavior of the decision maker is based on a set of axioms, which prescribe the rules of the relations among objects to be compared. The most common structure for encoding subjective preference requires that the individual subscribe to a set of axioms related to transitivity, consistency and continuity in order to have an m -dimensional utility function.

Typically, the normative approach is contrasted with the descriptive one which does not pose any restriction on the decision makers. The descriptive approach applies relative measurement and is based on pairwise comparisons of the alternatives for all attributes with respect to their properties. Here, a major problem is the derivation of relative scales using judgments or data from a standard scale. The judgments are given in the paired comparisons on a single property without concern for other properties or other elements. The scale of measurement consists of three sets: the set of objects, the set of numbers and a mapping of the objects to the numbers. The descriptive approach, however, may lead to inconsistencies in the assessments.

Most recently, a considerable attention has shifted to rank and prioritize bridges by bridge management professionals. In this topic, some remarkable theoretical developments and real-world applications have been appeared in the literature, most notably in Dabous (2010). In our study, four bridges serving urban transportation by stretching over the river Danube at the capital city Budapest have been selected for the analysis. These bridges are displayed in Fig.1.



C = Chain bridge



E = Elisabeth bridge



M = Margaret bridge



A = Árpád bridge

Fig. 1 Four bridges with their codes which were selected for the analysis

A fictitious bridge having the desired (ideal) characteristics has also been defined and denoted by R . This object will be referred to a *benchmark*, that is a standard or a reference point by which these bridges will be measured or judged. Benchmark means altitude (fix) point or level in the field of geology. In systems sciences, when we wish to analyze a set of objects having similar functions and so that they belong to a well-defined class, the best-in-class performance or practice is regarded a benchmark to which a given object can be compared by

its own performance. Benchmarking also plays an important role in design, technology, construction and architecture.

An eight-member decision making group, comprised by three transportation, one civil and four industrial engineering students from the Technical University of Budapest and the Óbuda University, was formed under the proctorage of the present author. As a final result of the conducted surveys, the use of the Delphi procedure and an extensive literature review (for finding the relevant engineering characteristics), the following set of evaluation criteria, denoted by C_i , has been established:

$C_1 =$ **Urban traffic accessibility**: Easy access from both sides of the city.

$C_2 =$ **Multifunctional capabilities**: Usability for different transportation means.

$C_3 =$ **Lack of environmental impact**: No ecological harm/air pollution/noise, etc.

$C_4 =$ **Structure**: Construction, bridge type and traffic safety.

$C_5 =$ **Aesthetics appeal**: Architectural attractiveness.

$C_6 =$ **Lighting performance**: The quality of lighting and illumination.

$C_7 =$ **Cold allowance**: Minimum allowed temperature specified for the structure.

$C_8 =$ **Engineering characteristics**: An averaged dimensionless technical measure.

$C_9 =$ **Traffic flow capacity**: Maximum number of crossing vehicles per hour.

$C_{10} =$ **Maintenance**: Cost of inspection, potential major repairs and routine tasks.

From the above items, it is apparent, that both tangible attributes (measurable characteristics) and intangible ones (assessments of which subjective judgments are needed) are represented in the set of criteria.

3. EVALUATION OF BRIDGES BY THE METHOD MAROM

In this Section a *normative* type scaling method called MAROM, based on the premises of multi-attribute utility theory is applied for determining the *preference ratings*, and thus the *priority ranking* of the bridges. MAROM applies *absolute measurement* of the alternatives. The striking feature of this kind of methods is the postulation that the preference of an individual towards a choice object is related to its “distance” from his/her ideal object which is usually a hypothetical one. Apparently, the closer the object is to the ideal one, the greater the preference towards it. The distance is a compound measure which takes into account the location of each object on several attributes (criteria) which characterize the object. Given n alternatives (in the present study these are the bridges) for an alternative of similar type, each characterized by m attributes, the general form of the model can be described by the function (Horsky and Rao, 1984):

$$D_j = \sum_{i=1}^m w_i d_{ji} + \varepsilon_j, \quad j = 1, 2, \dots, n, \quad (1)$$

where in (1), D_j is the *overall distance* of alternative j from the ideal one, w_i is the weighting number of attribute i , d_{ji} is the *distance* of the j th alternative from the ideal point on attribute i and ε_j is the value of an error random variable, ε , which may include model misspecification,

measurement errors and respondent’s uncertainties. Assumptions underlying the use of model (1) are: the expected value is $E(\epsilon)=0$ and the variance is $V(\epsilon)=\sigma^2$ and constant for all j .

MAROM was designed to incorporate both tangible and intangible attributes. Its unique feature is that the input data table is partitioned into four blocks: nominal, ordinal, interval and ratio. First, every attribute is assigned to the block that conforms best to its associated scale of measurement. The numbers appear in forms of binary variables, rank numbers or real valued data derived from physical/statistical measurements. Latter ones have, usually, different units of measurement. A weighting number can be assigned to each attribute to measure its relative importance. Each alternative is compared to the reference alternative. The “best” alternative becomes the one which is closest to this “ideal” object. Preference order (priority ranking) of the decision makers can directly be determined from the magnitude of the performance ratings received from the respondents.

The *preference ratings* (also called relative standings) are expressed by the differences between the alternatives on a [0–100] point *interval* scale. To obtain a group rating (and thus a group ranking) from the individual ratings the minimum variance method is proposed; see in (Cook and Seiford, 1982). The aggregation of the values appearing on the different scales of measurement is achieved through standardization. Thereby, we obtain the overall composite ratings (and overall composite rankings). To perform this transformation of the data, it is required that the distances, d_j , satisfy the metric properties; see them in detail in Farkas (2004). Formal description of MAROM with its mathematical background and an illustrative case study can be found in Farkas (2006).

Numerical values obtained for the four bridges and those of the reference bridge are presented in the data table and are displayed in Tab. 1. These data were determined (assessed) by the engineering students’ group through the evaluation process. They have not been modified by the author, even though some engineering characteristics of the bridges might be debated.

Tab. 1 Data table for the bridge evaluation problem using the method MAROM

Attribute scale	<i>C</i>	<i>E</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>R</i>	Weighting number
C ₁ Nominal [0 or 1]	0	0	1	1	1	0.10
C ₂ Nominal [0 or 1]	0	1	0	1	1	0.10
C ₃ Nominal [0 or 1]	0	0	0	0	1	0.10
C ₄ Ordinal [1-5]	2.5	3.5	4	3.5	5	0.10
C ₅ Ordinal [1-5]	5	4	3	2.5	5	0.10
C ₆ Ordinal [1-5]	2	3	3.5	5	5	0.10
C ₇ Interval [0–45] [°C]	–22	–30	–35	–40	–45	0.10
C ₈ Ratio [real] [dim.less]	4.2	5.1	3.2	7.6	8.7	0.10
C ₉ Ratio [real] [unit/hour]	1000	1450	1300	1600	1800	0.10
C ₁₀ Ratio [real] [BiHUF/y]	0.8	0.6	0.5	0.4	0.2	0.10

Observe in Tab. 1 that criteria C₁, C₂, C₃ are measured on nominal scales, C₄, C₅, C₆ on ordinal scales, C₇ on an interval scale and C₈, C₉, C₁₀ on ratio scales. On the ordinal scales, the frequency of preference is given for these attributes rather than their rank numbers, since a ten-point scale: [1, 1.5, 2, 2.5, ..., 5] was used for the assessment. C₇ represents temperature in degrees Celsius with the lowest temperature being the most favourable. The second to last column of the data matrix contains the ratings (scores) of the reference bridge *R*. Notice also

that for each criterion the weight numbers are identical. Hence, they equal 0.10. Such a choice does not allow the decision makers to select a proportion of weighting allocated to each criterion (global criterion method formulation). In this manner, an average satisfaction of the stakeholders can be achieved, since they usually have wholly different goals, perspectives and interests. The overall performance ratings, p_j , of the bridges are given by the elements of the composite vector, \mathbf{p}_1 :

$$\mathbf{p}_1 = \begin{bmatrix} 100.00 \\ 79.43 \\ 55.76 \\ 53.63 \\ 25.98 \end{bmatrix} \begin{matrix} \rightarrow 0. R \\ \rightarrow 1. \bar{A} \\ \rightarrow 2. E \\ \rightarrow 3. M \\ \rightarrow 4. C \end{matrix} \quad (2)$$

By definition, the reference bridge (benchmark) received 100%. If we understand the up-to-date requirements of a modern metropolis like Budapest is, then, the priority ranking of the bridges must not come as a surprise to us.

Let $s_j, j=1, \dots, n$, denote the components p_j of vector \mathbf{p}_1 (relative standings). By forming pairwise ratios from these components so that s_i/s_j for $i \neq j, i, j=1, 2, \dots, n$, and $s_{ii}=1$ for $i=1, \dots, n$, a positive matrix $\mathbf{S}=[s_{ij}]$ and an element-wise positive vector $\mathbf{s}=[s_i], i=1, \dots, n$, can be constructed entries of which are the pairwise ratios of the performance ratings of the bridges on a ratio scale. The entries of \mathbf{s} are normalized so that the sum of the elements is unity:

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} 1 & 0.4659 & 0.4844 & 0.3271 & 0.2598 \\ 2.1464 & 1 & 1.0397 & 0.7020 & 0.5576 \\ 2.0644 & 0.9618 & 1 & 0.6752 & 0.5363 \\ 3.0572 & 1.4245 & 1.4810 & 1 & 0.7943 \\ 3.8491 & 1.7934 & 1.8646 & 1.2590 & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{s} = \begin{bmatrix} 0.3177 \\ 0.2523 \\ 0.1771 \\ 0.1704 \\ 0.0825 \end{bmatrix} \begin{matrix} \rightarrow R \\ \rightarrow \bar{A} \\ \rightarrow E \\ \rightarrow M \\ \rightarrow C \end{matrix}$$

Observe here that by forming ratios from the elements of \mathbf{p}_1 , this simple transformation leads to the derivation of a *transitive* (rank-one) matrix \mathbf{S} , termed the matrix of the performance ratings, interpreted on a *ratio* scale, since the cardinal consistency condition, $s_{ij} \cdot s_{jk} = s_{ik}$ holds for all $i, j, k=1, 2, \dots, n$. The vector \mathbf{s} is the principal right (Perron) eigenvector of matrix \mathbf{S} . We remark that the components of \mathbf{s} have been reordered such that the priority ranking of the bridges appears in a descending order. All through the article, this practice will be followed in order to facilitate comparisons of the ratings generated by the different scaling methods.

4. EVALUATION OF BRIDGES BY THE ANALYTIC HIERACHY PROCESS (AHP)

In this Section, a *descriptive* type scaling method, called the Analytic Hierarchy Process (AHP), is applied to determine the *performance ratings*, and thus, the *priority ranking* of the bridges. This procedure was founded by Saaty (1977). An overview of the AHP methodology and a formal description of its mathematics can be found in Saaty’s book (1980). The AHP applies *relative measurement* of the alternatives. In this approach, each respondent should make $n(n-1)/2$ comparison judgments for the pairs of the alternatives using a discrete scale: $[1/9, \dots, 1/2, 1, 2, \dots, 9]$. These ratio estimates become the elements of a positive $n \times n$ matrix $\mathbf{A}=[a_{ij}]$ called a *pairwise comparison matrix* (PCM). Here, an entry a_{ij} from R^0 represents a

that for each criterion the weight numbers are identical. Hence, they equal 0.10. Such a choice does not allow the decision makers to select a proportion of weighting allocated to each criterion (global criterion method formulation). In this manner, an average satisfaction of the stakeholders can be achieved, since they usually have wholly different goals, perspectives and interests. The overall performance ratings, p_j , of the bridges are given by the elements of the composite vector, \mathbf{p}_1 :

$$\mathbf{p}_1 = \begin{bmatrix} 100.00 \\ 79.43 \\ 55.76 \\ 53.63 \\ 25.98 \end{bmatrix} \begin{array}{l} \rightarrow 0. R \\ \rightarrow 1. A \\ \rightarrow 2. E \\ \rightarrow 3. M \\ \rightarrow 4. C \end{array} \quad (2)$$

By definition, the reference bridge (benchmark) received 100%. If we understand the up-to-date requirements of a modern metropolis like Budapest is, then, the priority ranking of the bridges must not come as a surprise to us.

Let $s_j, j=1, \dots, n$, denote the components p_j , of vector \mathbf{p}_1 (relative standings). By forming pairwise ratios from these components so that s_i/s_j for $i \neq j, i, j=1, 2, \dots, n$, and $s_{ii}=1$ for $i=1, \dots, n$, a positive matrix $\mathbf{S}=[s_{ij}]$ and an element-wise positive vector $\mathbf{s}=[s_i], i=1, \dots, n$, can be constructed entries of which are the pairwise ratios of the performance ratings of the bridges on a ratio scale. The entries of \mathbf{s} are normalized so that the sum of the elements is unity:

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} 1 & 0.4659 & 0.4844 & 0.3271 & 0.2598 \\ 2.1464 & 1 & 1.0397 & 0.7020 & 0.5576 \\ 2.0644 & 0.9618 & 1 & 0.6752 & 0.5363 \\ 3.0572 & 1.4245 & 1.4810 & 1 & 0.7943 \\ 3.8491 & 1.7934 & 1.8646 & 1.2590 & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{s} = \begin{bmatrix} 0.3177 \\ 0.2523 \\ 0.1771 \\ 0.1704 \\ 0.0825 \end{bmatrix} \begin{array}{l} \rightarrow R \\ \rightarrow A \\ \rightarrow E \\ \rightarrow M \\ \rightarrow C \end{array}$$

Observe here that by forming ratios from the elements of \mathbf{p}_1 , this simple transformation leads to the derivation of a *transitive* (rank-one) matrix \mathbf{S} , termed the matrix of the performance ratings, interpreted on a *ratio* scale, since the cardinal consistency condition, $s_{ij} \cdot s_{jk} = s_{ik}$ holds for all $i, j, k=1, 2, \dots, n$. The vector \mathbf{s} is the principal right (Perron) eigenvector of matrix \mathbf{S} . We remark that the components of \mathbf{s} have been reordered such that the priority ranking of the bridges appears in a descending order. All through the article, this practice will be followed in order to facilitate comparisons of the ratings generated by the different scaling methods.

4. EVALUATION OF BRIDGES BY THE ANALYTIC HIERACHY PROCESS (AHP)

In this Section, a *descriptive* type scaling method, called the Analytic Hierarchy Process (AHP), is applied to determine the *performance ratings*, and thus, the *priority ranking* of the bridges. This procedure was founded by Saaty (1977). An overview of the AHP methodology and a formal description of its mathematics can be found in Saaty's book (1980). The AHP applies *relative measurement* of the alternatives. In this approach, each respondent should make $n(n-1)/2$ comparison judgments for the pairs of the alternatives using a discrete scale: $[1/9, \dots, 1/2, 1, 2, \dots, 9]$. These ratio estimates become the elements of a positive $n \times n$ matrix $\mathbf{A}=[a_{ij}]$ called a *pairwise comparison matrix* (PCM). Here, an entry a_{ij} from R^0 represents a

associated priority vector \mathbf{w}^{-1} . Latter is obtained by taking any column of \mathbf{B} and normalizing it. Matrix \mathbf{B} and vector \mathbf{w}^{-1} yielded

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} 1 & 0.4693 & 0.5309 & 0.3234 & 0.2556 \\ 2.1307 & 1 & 1.1312 & 0.6891 & 0.5446 \\ 1.8837 & 1 & 0.8841 & 0.6092 & 0.4815 \\ 3.0920 & 1.4512 & 1.6415 & 1 & 0.7903 \\ 3.9122 & 1.8361 & 2.0769 & 1.2653 & 1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{w}^{-1} = \begin{bmatrix} 0.3255 \\ 0.2573 \\ 0.1773 \\ 0.1567 \\ 0.0832 \end{bmatrix} \begin{matrix} \rightarrow R \\ \rightarrow \acute{A} \\ \rightarrow E \\ \rightarrow M \\ \rightarrow C \end{matrix}.$$

The elements of the associated priority vector, \mathbf{w}^{-1} , represent the true relative dominances of the bridges on a ratio scale. It is easy to see that an appropriate conversion produces the entries of the vector of their corresponding performance ratings, \mathbf{p}_2 , on an interval scale:

$$\mathbf{p}_2 = \begin{bmatrix} 100.00 \\ 79.05 \\ 54.47 \\ 48.14 \\ 25.56 \end{bmatrix} \begin{matrix} \rightarrow 0. R \\ \rightarrow 1. \acute{A} \\ \rightarrow 2. E \\ \rightarrow 3. M \\ \rightarrow 4. C \end{matrix}. \tag{4}$$

Comparing the priority rankings of the bridges using the vectors \mathbf{p}_1 and \mathbf{p}_2 , given by (2) and (4), respectively, it is clear that the orderings are the same. In other words, the use of the AHP (eigenvector method) has preserved the ordinal consistency of the ranking of the bridges.

5. COMPARISON OF THE TWO SCALING METHODS MAROM AND AHP

At this point, the question could be raised whether or not the two scaling methods do produce different performance ratings on the bridges. Whenever measurements are taken from the same units (the respondents) at two different points in time and using two different methods (MAROM and AHP) the two sets of measurements (the performance ratings which are continuous random variables) are dependent. By pairing the aggregate ratings of the bridges generated by the two methods, many irrelevant factors and effects that may cloud the determination of which method is more effective may be eliminated. Therefore, the paired sample experiment (paired *t*-test) will be applied here, because this statistical test is efficient enough, since fewer sample observations are required to detect a true difference between the unknown population means, μ_1 and μ_2 , where the index 1 stands for MAROM and index 2 for the for the least-squares (LS) adjustment of the AHP method. Another advantage of the paired *t*-test is that it does not require that the population variances, σ_1^2 and σ_2^2 , be equal.

The performance ratings of the bridges are given in (2) and (4). Let p_{ij} denote the member of the j th pair, $j=1,2,\dots,n$, ($n=5$) drawn from the i th population, $i=1,2$. For the j th pair, define

$$d_j = p_{1j} - p_{2j}, \tag{5}$$

i.e. the *difference* between the two values of the performance ratings forming the j th pair. If we assume that the collection of differences forms a random sample from a normal population

with mean, $\mu_d = \mu_1 - \mu_2$ and variance, σ_d^2 , then the population random variable, \mathbf{d} whose values are the paired differences in the population takes on a normal distribution as its sampling distribution. This is, at least approximately, always true, through the well-known central limit theorem. Then, the standardized statistic:

$$t = \frac{\bar{\mathbf{d}} - \mu_{\mathbf{d}}}{\frac{\mathbf{S}}{\sqrt{n}}}, \quad (6)$$

is a value from the t -distribution with $(n-1)$ degrees of freedom. In (6), \mathbf{S} denotes the estimator of the sample standard deviation of the paired differences. It seems reasonable that a hypothesis test to infer whether the two scaling methods are equivalent, is based on the differences of the performance ratings, $d_j, j=1, 2, \dots, n$, as given by (5), of the five bridges (five observations). Denoting the null hypothesis by H_0 and the alternate hypothesis by H_A , we can write these hypotheses as:

$$H_0: \mu_1 - \mu_2 = \mu_d = 0$$

$$H_A: \mu_d \neq 0$$

In forming and deriving the value of the test statistic, we first must compute the point estimates of the arithmetic mean \bar{d} , and the standard deviation, s_d , of the sample statistic \bar{d} as:

$$\bar{d} = \frac{\sum_{j=1}^n d_j}{n} = \frac{7.58}{5} = 1.516,$$

$$s_d^2 = \frac{\sum_{j=1}^n (d_j - \bar{d})^2}{n-1} = \frac{\sum_{j=1}^n d_j^2 - \frac{\left(\sum_{j=1}^n d_j\right)^2}{n}}{n-1} = \frac{32.125 - \frac{57.456}{5}}{4} = 5.158,$$

$$s_d = \sqrt{5.158} = 2.271.$$

By (6), the test statistic value yields

$$t = \frac{\bar{d} - \mu_{\mathbf{d}_0}}{\frac{s_d}{\sqrt{n}}} = \frac{1.516 - 0}{\frac{2.271}{\sqrt{5}}} = 1.492.$$

Selecting the most severe, $\alpha=0.01$ level of significance and taking into consideration that we have a two-tailed test, from the t -distribution probability table: $\pm t_{\alpha/2; n-1} = \pm t_{0.005; 4} = \pm 4.604$. Since $-t_{\alpha/2; n-1} \leq t \leq t_{\alpha/2; n-1}$, i.e. $-4.604 < 1.492 < 4.604$, we cannot reject the stated null

hypothesis that $\mu_d = 0$. We therefore conclude that the two scaling methods, the MAROM and the AHP (provided that the latter one has been adjusted for consistency), did not produce different ratings on the performance of the bridges. Hence, in our bridge evaluation study, we have found that they turned out to be statistically equivalent.

The p -value for this test is given by:

$$p\text{-value} = 2 P(\mathbf{t} > |t|) = 2 P(\mathbf{t} > 1.492).$$

From the probability table of the t -distribution, using linear interpolation, p yields: $p \approx 0.22$. Therefore, for any standard level of significance, α (0.01, 0.05 or 0.1), it holds: $p\text{-value} > \alpha$. Thus, we would not reject the null hypothesis $\mu_d = 0$.

We now turn to create a confidence statement and construct a confidence interval estimator of $\mu_d = \mu_1 - \mu_2$ with any specified standard degree of confidence. To establish a $100(1-\alpha)$ percent confidence interval estimate for the difference, $\mu_1 - \mu_2$, when the ratings are paired, one can readily be obtained that:

$$\bar{d} \pm t_{\alpha/2; n-1} \frac{s_d}{\sqrt{n}} = 1.516 \pm 4.604 \frac{2.271}{\sqrt{5}} = 1.516 \pm 4.673.$$

The 99 percent confidence estimate spans: $1.516 - 4.673 = -3.157$ to $1.516 + 4.673 = 6.189$. Notice that since this interval, $[-3.157 \div 6.189]$ contains the value of 0, therefore we do not reject $H_0: \mu_d = 0$. Hence, the 99 percent confidence interval estimate is in a perfect accordance with the result obtained from the hypothesis test at a level of $\alpha=0.01$ significance.

6. CONCLUDING REMARKS

In this paper a multiple criteria evaluation problem of bridges has been addressed. Our results obtained for the overall priority rankings and the overall performance ratings of the bridges have demonstrated that there is *no contradiction* between the applied two multi-attribute scaling methods of normative and descriptive types. Both procedures, MAROM and AHP, produced Pareto-optimal solutions (\mathbf{p}_1 and \mathbf{p}_2), when the initial pairwise comparison matrix \mathbf{A} of the AHP has been subjected to consistency adjustment using author's LS optimization technique. Saaty (1990, p.260) stated himself that "measurements from an interval scale may be converted to ratios and used as priorities, if there is adequate justification for using them in that manner".

We have shown that the two different scaling methods have generated statistically equivalent results for the overall performance ratings of the bridges even at the most rigorous level of significance. It should be noted however, that this is not always the case, since the outcomes of such evaluation procedures are, obviously, strongly dependent upon the subjective expert' judgments, which are inherent features of the individual and group decision making processes.

In this study, the **Árpád bridge** was ranked first and thus gained the 'best' bridge design in Budapest among the four selected bridges under investigation. The examinations were based on a complex multi-criteria evaluation of the bridges. The backward of the other bridges, contrary to their world famous recognition (the **Chain bridge** and the **Elisabeth bridge**), may

be attributed to their lack of suitability to the requirements and the new challenges of the modern era. These civil engineering establishments are required to perform more and more advanced urban transportation services, better travel opportunities, and, especially, an excess traffic flow capacity supply to satisfy the considerably increased transportation demand. A subtle analysis of possible improvements on the single attributes of these bridges in relation to the standards represented by the benchmark bridge *R*, however, is a subject of future research.

7. REFERENCES

- Chu, A. T. W., Kalaba, R. E. and Springarn, K. (1979), "A comparison of two methods for determining the weights of belonging to fuzzy sets", *Journal of Optimization Theory and Applications*, Vol. 27, No. 4, April 1979, pp. 531-538.
- Cook, W. D. and Seiford, L. M. (1982), "On the Borda-Kendall consensus method for priority ranking problems", *Management Science*, Vol. 28, No. 6, June 1982, pp. 621-637.
- Dabous, S. A. (2010), "A multi-attribute ranking method for bridge management", *Engineering, Construction and Architecture Management*, Vol.17, No. 3, March 2010, pp. 282-291.
- Farkas, A. (2004), "Metric Distance Functions". Working Paper Series. No.1/2004. Budapest Polytechnic. Budapest, p.10
- Farkas, A. (2006), "Die kardinale Messung von Verbraucherpräferenzen", *Zeitschrift für Marktforschung und Marketing*, Vol. 21, No. 6, June 2006, pp. 75-78.
- Farkas, A., Lancaster, P. and Rózsa, P. (2003), "Consistency adjustments to pairwise comparison matrices", *Numerical Linear Algebra with Applications*, Vol. 10, 2003, pp. 689-700.
- Horsky, D. and Rao, M. (1984), "Estimation of attribute weights from preference comparisons", *Management Science*, Vol. 30, No. 7, July 1984, pp. 801-822.
- Saaty, T. L. (1977), "A scaling method for priorities in hierarchical structures", *Journal of Mathematical Psychology*, Vol. 15, No. 3, 1977, pp. 234-281.
- Saaty, T. L. (1980), *The Analytic Hierarchy Process*. McGraw Hill, New York, 1980.
- Saaty, T. L. (1990), "An exposition of the AHP in reply to the paper 'Remarks on the Analytic Hierarchy Process'", *Management Science*, Vol. 36, No. 3, March 1990, pp. 259-268.
- Tassi, G., Farkas, A. és Szlivka, J. (2005a), "A tartószerkezet megválasztása nagyszámú jellemző figyelembe vételével", A IX. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia Előadásai. ÉPKO 2005, Csíksomlyó, 2005. június 3-5, Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság. EMT, Kolozsvár, 2005, pp. 257-260. (in Hungarian).
- Tassi, G., Szlivka, J. and Farkas, A. (2005b), "Effect of prestressing on the appearance of concrete structures". In: (Editors: Balázs, G. L. and Borosnyói, A.) "Keep Concrete Attractive". Proceedings of the fib Symposium. 23-25 May, 2005, Budapest, Hungary, Vol.1, pp.144-149, Publishing Co., Budapest University of Technology and Economics, Budapest, 2005. p. 609
- Tassi, G., Iványi, M., Timár, G. and Farkas, A. (2011), "4.6. Environmentally Compatible Bridge Structures", In: "Concept of the Theory of Environmentally Compatible Structures and Structural Materials (ECS)". (Editor: Ludevit Végh), International Association for Shell and Spatial Structures, pp. 166-192, Czech Technical University, Prague, 2011, p. 244

THE NEED FOR ENGINEERING PEDAGOGY IN THE STRUCTURAL ENGINEERING PROFESSION

Dr. Peter Gabor

PG Structural Concrete, University of Sydney

Veres Pálné utca 19, II. em. 4, 1053 Budapest

SUMMARY

The current paper examines the different factors affecting the educational process and methods. It gives a short summary about the complexity of the engineering environment. With the help of a big completed project we try to prove that application of singular methods does not lead to safe projects, while educational targets might be compromised or missed as well.

INTRODUCTION

In the early Seventies I was sitting with my fellow students on a lecture, given by one of the most highly appreciated professor of the faculty; Dr. Geza Tassi. He was preparing us for the forthcoming and very critical test within the subject of prestressed concrete structures. Similar to his lectures, his book was very unique. Complex theory, based on the first principles has been illustrated on the most balanced way by practical comments and useful descriptions together with possible solutions of all kind of problems. It was a product of an academic and a practical engineer of the highest level. He managed to keep the topic simple thereby assuring good test results and more importantly elevated knowledge and confidence among the students.

The secret of his success is not only in the combination of his state - of - the art theoretical and practical knowledge, but in his permanent readiness to share his ideas with many generation of engineers. He did and does it with dignity and humble approach, with seriousness and sense of humor in summary with the highest level of humanity.

About 25 years later on the FIP conference in Brisbane we had a discussion about my concern regarding the profession and more importantly regarding the education of engineers. Professor Tassi's answer was surprisingly different from his earlier statements. I had to revisit and finally review my stand and adopt the more modern and comprehensive approach thereby adjusting all my educational activities.

1. MODERN ENGINEERING OF CONCRETE STRUCTURES

Concrete is far the most frequently used construction material. In the Nineteenth century it went through profound changes that are continuing up to our present days. Without further details it is

enough to mention some names here; Monier, Ritter, Freyssinet, Dischinger, Leonhardt, Schlaich. On the other hand the use of concrete constantly widened. Buildings, bridges, water tanks, TV towers are the best examples, not to mention the historically doubtful military use of concrete during World War I, or the visionary idea of concreting on the Moon.

As far as concrete constituents concern, - for different reasons - all of them became subjects of significant changes. Without targeting the full scenario it is again enough to list some of those changes:

Cement:

Characteristics of local cement, freshness CaO and SiO₂ contents

Aggregate:

Local characteristics, industrial waste

Adhesives:

new products, industrial wastes

Concrete:

As a result of the above components and their variations, the concrete itself exhibited different behavior patterns. High performance concrete, high strength concrete, low shrinkage concrete and other types of concretes appeared with their beneficial effects. Strength, durability and the overall hydration process became the main beneficiaries of the technological changes. Further significant changes have been experienced in the ductile behavior and in the fraction mechanics of high strength concrete. The last ones are not always beneficial, they might have disadvantages in the design or construction. The engineers must be aware of these two directional changes and act during any phases of the project accordingly.

Reinforcement, prestressed strands/wires:

Higher strength, low relaxation, improved bond performance.

2. OTHER STRUCTURE RELATED REQUIREMENTS

Economical - Easy construction - Enhanced structural resistance (against earthquake, wind, other dynamic loads) - Environmental - Sustainability - Legal issues - Concrete as architectural finishes - Interdisciplinary commitments - Individual responsibility, teamwork

3. THE PC

In the Seventies the Personality of the Year title has been given to the Personal Computer. A new era opened with new promising opportunities, new set of available output data allowing efficient counter checking of the expected and calculated results... Provided that the input was correct, the program was working OK and the user had realistic expectations... Anton Tedesco (Ref.1) expressed his deep concern regarding the non-critical use of programs. The user should be clear about his/her limits and about the program's limits. The program should be used as time saver and never to be allowed as an automatic knowledge substitute. The last generation of engineers - grown up with simplified manual models and calculations - is retiring these days. Author of this paper is edging slowly towards that time both as an invited academic and a practicing consultant.

While in case of most of the structures the previous experience is of paramount importance, there are more and more complex structures where previous experience has only tangential significance. Author can refer in this case to the retrospective modeling of the Sydney Opera House and to the design of the Beijing Water Cube. In case of the first example the previous experience has a historical background. During the original design period standards did not exist about prestressed concrete buildings but had a significant history in bridge structures. It was a logical assumption that the results provided by the retrospective computer model would be within the limits of the bridge code. Indeed it happened accordingly.

4. PEDAGOGY AS PART OF EDUCATION

Paragraphs 2 - 4 are only indicating the complexity of our profession. As shown naturally there has been a steady increase of knowledge since architecture and structural engineering started to separate from each other.

Looking at other disciplines or different professions similar problems could be detected. The high education is in trouble. Widening of contents and constant organizational changes make the response even more impossible. Profession based curriculum is not enough anymore, there is a need for increased communication skills, since an important part of the design is communication (written or verbal) among the parties.

J. Mills and D. Treagust in their paper (Ref. 2) list 3 different methods of education. The first one and in the same time the oldest one is the 'chalk and talk' method. It means large separate lectures in each subject, almost independently from each other. The gap between time shortage and increased information could be slightly negotiated by integrating the courses. The method does not allow student centering and independent work however in some countries it is happening on a lower degree. In UK, US and Australia the student centering is not practiced yet. 7 years ago in the University of Sydney within the subject of Prestressed Concrete Structures we introduced a weekend design studio which became an annual event with voluntary participation. Students requested it since they found value in their preparation for the end of semester assessments. There is a better situation in Germany where a definite mix of the three methods is in practice. Behind this phenomenon there is a well working scenario. Academics not only teach and research but have their own consulting practices as well. Missing this vital component means a theoretically well prepared graduate engineer with close to zero interdisciplinary knowledge and zero practical experience.

The second method of the education is the Problem - Based Learning. While this is a more constructive method - closer to the desired integrated education - it mostly works within the information limit provided by the major lectures. So the design might be limited to certain problem solving. The student walks away with the good feeling of selecting right problems and solving them within the design. However, there are certain problems which could lead to a different design. Problem - Based Learning might be attractive but dangerously risky and at least their existence should be mentioned. Teaching staff might only assist in the selection and

solution of the chosen problem. Problems based on complex investigation might be untouched during the design studies.

The third method of the education is the Project - Based Learning while this is the most desired method it might be the most expensive one.

The Project - Based Learning is basically the application of already existing knowledge. Complex projects have a team of engineers with higher engineering specialization which eventually leads to complex knowledge. The team of engineers in the education are the fellow students and the teachers who work on the project as consultants or advisors. Complex large projects might have singular parts with almost equal complexity. To achieve an acceptable result both in real life and in education, certain questions have to be raised. Those simple questions are:
Project Description - Architect's intent - Owner's requests - Interdisciplinary requirements
When: Design Life - Time of construction - Time of demolition
Where: Country - Climate - Proximity to other objects
Sustainability
Standards - limited nature

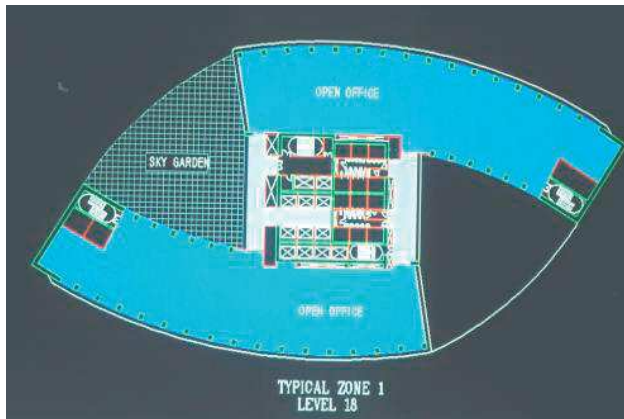


Fig. 1. Typical Floor

5. THE PROJECT

5.1 Description

The Project - chosen Telecom HQ building in Kuala Lumpur (Architect: Hijas Kasturi). It is a 77-storey concrete building with the overall height of 340 meters. Fig. 1 shows the typical floors with 16 meter column free office spaces. The two wings connected with the center core provide the unique propeller shape of the building. Every third floor has a sky garden. The taller

of the wings incorporates the antenna tower with the shorter wing finishes with a helipad. Transverse spacing between the typical columns and beams is 6 meters. The architect wanted to avoid the presence of a column forest on the entrance level. For this reason every second typical frame had to be transferred out. The transfer beams -currently the largest in the world- are carrying a maximum of 74 office levels plus a maximum of 8 sky gardens (Fig. 2)

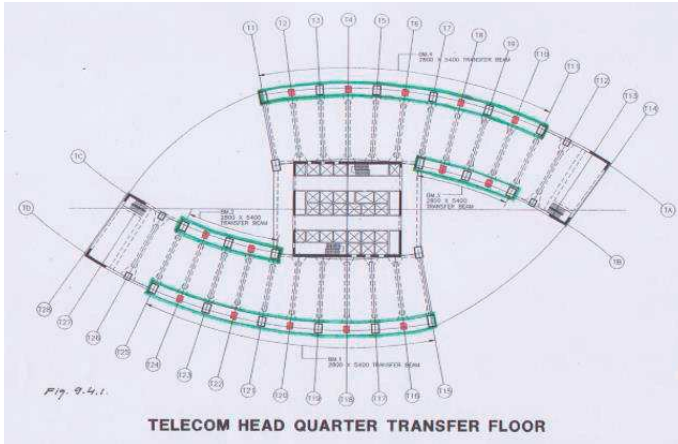


Fig. 2. Transfer Floor

5.1.1 Structural Engineer's Response

- Preliminary sizes based on level of prestressing (P/A) average share stress and deflection limits
- Flexural design has no validity since it falls within the deep beam category (Span / Height = 12 / 5.2)
- Deep beams are very sensitive to differential settlements
- Strut and Tie has been adapted as analytical model (STM) (Fig. 3) Finite Elements Model has been used for checking, for settlement envelope and as a result for modification of STM (Fig. 4)
- Upper and lower truss distribution
- Detailing

5.2 Time frame

The building has been designed and built in the last decade of the twentieth century. State - of - the art materials and technology have been adapted. Completion time 2001. (Fig. 5) Design life is hundred years. Demolition, courtesy of low prestressing level supposed to be straightforward.

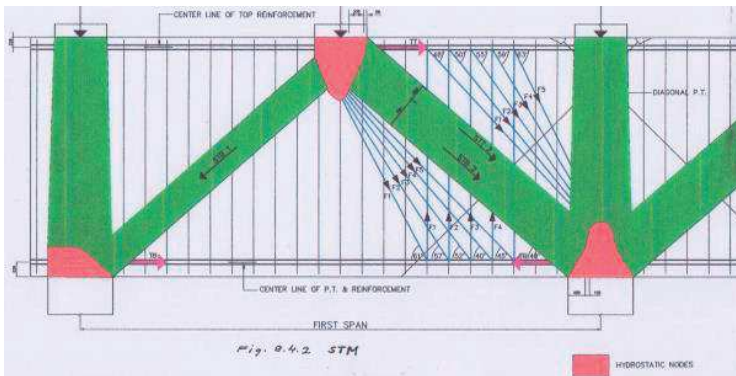


Fig. 3. STM

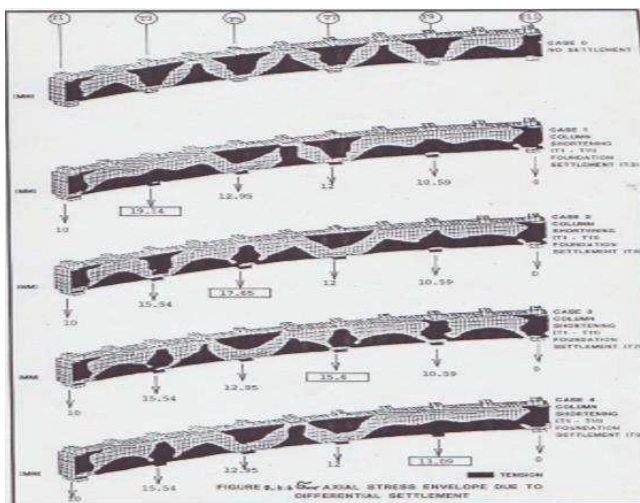


Fig. 4. FEM and Settlement Envelopes

5.2.1 Structural Engineer's Response

Maintenance - User's manual - Periodical observation - Durability issues - Other structural comments

5.3 Location

The building is in Kuala Lumpur (Malaysia) under a tropical climate (hot and humid).

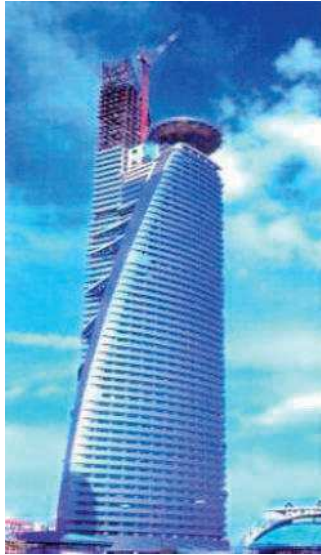


Fig. 5. Final Completion

5.3.1 Structural Engineer's Response

- Request for reduced hydration temperature
- Mix comparison
- Trial mix analysis, black box
- Special curing
- Characteristics of concrete constituents
- Bulk vs ambient temperature
- Special details like confinement and crack control reinforcement
- Special diagonal stress bars to negotiate differential settlements.

6. SUSTAINABILITY

Twenty years ago environmental, economical, smart, energy efficient, concurrent engineering were the major slogans. Today sustainability has become the major trend expressing more complexity, futuristic elements and it is supposed to cover all industries and other organizations, simply the whole life on our planet. However, sustainable product does not mean the real sustainability otherwise how could a non-sustainable product destroy cities and buildings?

7. STANDARDS

Standards provide guidance only. Engineering consideration is needed despite assembling in the standard committees the best professionals. The human brain has its limits as do their products, the standards as well. Unfortunate examples from the past highlight the importance of periodical checkings. As examples we can refer to the nuclear power station damaged by an earthquake and its cooling system treated as non-compatible secondary part was not adequately covered by the standards. In the case of the World Trade Center, standards regulated the impact loads from the largest aircraft, they detailed the sprinkler system for ordinary fire which became counter productive and catastrophic during the fire caused by fuel.

8. CONCLUSION

Telecom HQ is a very complex building, it is ideal for Knowledge - Based Learning, since it contains many cross references. These can be detected by the students' teamwork. There is no major setback if the teamwork doesn't pick up all those cross references. If Problem - Based Learning is used it means learning through a negative process. If any chain of this process is broken the effect can easily double and the learning process becomes useless. While financial conditions and the state of human resources makes the Problem - Based Learning attractive, it is just a matter of time when stricter regulations force the most efficient learning method into the practices

9. REFERENCES

- Gabor, P. and Reid, S.G. "Concrete Structures - Strength and Serviceability" University of Sydney CIVL5269 Lecture Notes 2013. (Ref 3)
- Mills, J.E, Treagus, D.F. (2003) "Engineering Education - Is Problem - Based or Project - Based Learning The Answer?" Australasian Journal of Engineering Education online publication 2003 - 2004, <http://www/aeee.com.au/journal/2003/mills-treagus03.pdf> (Ref 2)
- Tedesko, A. (1993) Experience - " An Important Component in Creating Structures" Concrete International Vol. 15 No. 2 February 1993 p. 70 - 74 (Ref 1)

R/C SLABS PROVIDED WITH DAPPED ENDS: BAR LAY-OUTS AND BOND-RELATED ISSUES

*Pietro G. Gambarova and Francesco Lo Monte
Dept. of Civil and Environmental Engineering
Politecnico di Milano, Milan, Italy 20133*

SUMMARY

The roofs of underground facilities and temporary buildings often consist in side-by-side simply-supported one-way R/C slabs, which bear rather limited permanent loads in service conditions, but may be subjected to large variable loads in accidental conditions (like in the case of a heavy-duty vehicle moving off road).

To have fresh information on two typical bar arrangements in rectangular R/C slabs suspended along their short sides via corbels (*dapped ends*), four R/C slabs have been tested in Milan in bending and shear, under transversely-distributed or concentrated loads (slab size: 130x220x15 cm; simply-supported span: 210 cm; corbel thickness and overhang: 10 cm).

In the two slabs “Type A”, the reinforcement consists of hooks in the corbels, and bent-up bars in the thick part, while in the two slabs “Type B” two arrays of straight bars run between the end-faces of the corbels and close to the intrados of the thick part, respectively.

Rather simple strut-and-tie systems can properly describe the behavior of Slabs A in shear, but modeling the joint representing the bonded extremities of the hooks is no easy matter. In Slabs B, the equations provided by EC2 and ACI 318 effectively fit the test results. The much greater efficacy of bar arrangement in Slabs A demonstrate - once more - that refining bar layout can markedly improve slab behavior, at little or no extra cost.

1. INTRODUCTION

The well-established use of R/C slabs or plates in the roofs of small-medium underground technical facilities and as temporary covers requires a proper design as the rather limited service loads (consisting in more or less thick soil and/or bituminous layers) do not rule out the transit of heavy vehicles when the building site is still open or in accidental situations (like when a huge truck goes off the road!). In the latter case, the largest service loads per axle are 120 and 142 kN according to the Italian Highway Code (2012) and to AASHTO (2010).

Because of slabs simple geometry (with rectangular shape and uniform thickness in most cases), straightforward restraints (simple supports along two opposite sides and unidirectional bending) and moderate spans (2-4m), however, the structural requirements are often underrated, and the reinforcement is often too light to the detriment of both durability and safety, particularly in the case of shallow corbels running along the short sides.

In Fig.1 the layouts of four commonly-found bar arrangements are sketched: the layout A is the most efficient in both bending and shear, while the layout B is the simplest.

The layouts A and B have been adopted in the slabs tested in this project, whose objectives are (a) to have fresh and direct information on cracking under the working loads (in bending and shear) and on the bearing capacity under the ultimate loads (in shear); (b) to check the reliability of the strut-and-tie systems proposed in the literature for shear, and of the equations provided by *fib* and ACI codes; and (c) to refine the strut-and-tie systems in order to properly introduce the effect of the anchored reinforcement. (In this paper only the tests in shear are presented and discussed).

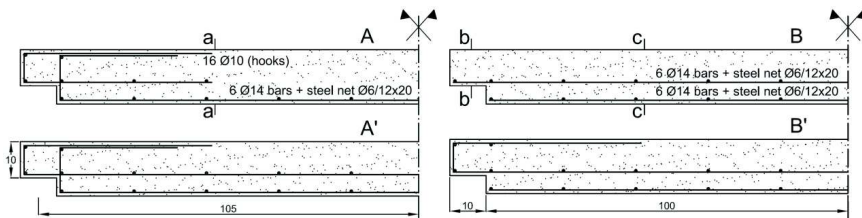


Fig. 1 Commonly-found bar layouts in R/C slabs indirectly-supported at two sides

The four slabs tested in Milan (layouts A and B, Fig. 1) were loaded in bending up to the working loads (60 kN equivalent to 120 kN per axle) and later in shear up to the ultimate loads (90 kN). However, the tests in shear were continued up to the peak load (= ultimate bearing capacity) and beyond through the softening phase. The displacement-controlled tests were discontinued once the residual bearing capacity had fallen below 80% of the peak load.

For each bar layout two load situations were investigated, the first with the load distributed over the entire width of the slabs (Slabs A1 and B1, Fig.2a) and the second with the load concentrated over 40% of the width (Slabs A2 and B2, Fig.2b). In both cases, the loaded surfaces were designed to resist the maximum pressure specified by the Italian code¹ under the working loads (8 daN/cm²). Hence, the loaded surface was a 1300x 60 mm strip under distributed loading (Tests 1,2,5,6,9-12), and a 500x150 mm rectangle under concentrated loading (Tests 3,4,7,8). The amounts of the reinforcement in tension in the corbels and in the main body of the slabs are the same for both Type A and Type B slabs, even if bar arrangement in the corbels is different. In both types of slabs bond is crucial, with reference to the bottom arms of the hooks in Type A slabs, and to the short bonded length of the straight bars reinforcing the corbels in Type B slabs.

Note that the structural typology considered in this project is very usual as demonstrated by the many studies found in the literature, from the most basic (Marti, 1985; Schlaich et al., 1987; Cook and Mitchell, 1988) to those dedicated to the development of various strut-and-tie systems (Reineck, 2002; UNI EN 1992-1-1, 2005; ACI 318M-08, 2008 for Type A Slabs) and several design-oriented equations have been formulated (EC2, 1991; ACI 318M-08, 2008 for Type B Slabs). For further details on this project, see Gambarova and Lo Monte (2015).

2. GEOMETRY, REINFORCEMENT AND MATERIALS

The in-plan dimensions of the four slabs tested in this project are $a \times b = 220 \times 130$ cm, and the thickness t is 150 mm. The cantilevers (*corbels*) placed along the short sides have a depth and a span (or overhang) equal to 100 mm, Fig.1. The simply-supported span is 2100 mm in Tests 1-8 (Fig. 2a), and 1900 mm in Tests 9-12 (Fig.2b). The bottom reinforcement is the same in all slabs (6 bars Ø14 mm spaced 240mm + net Ø 6mm spaced 120/200mm in the longitudinal/transverse direction); in Type A Slabs, however, the 6 bars Ø14 end up with vertical hooks (layout A, Fig.1), while in Type B Slabs the bottom bars are straight (layout B, Fig. 1). Furthermore, Type B Slabs have a second reinforcing system at roughly mid-depth, which reinforces the corbels and is equal to the bottom reinforcement. In Type A Slabs, the corbels are reinforced via hooks consisting in 16 bars Ø10 mm spaced 80 mm with 500 mm-long anchored arms (bonded length in the thick part of the slab $\underline{L} = 400$ mm, see Figs. 11b,c).

Concrete and reinforcing steel are those commonly used in this kind of structural members (concrete: C25/30 MPa on cylinders, mean strength 33 MPa; steel: B 450 C, characteristic/mean strength at yielding 450/520 MPa, measured on bar diameters equal to 6, 8, 10 and 14 mm).

The reinforcement ratios at mid-span are $\rho = 0.73\%$ in Type A Slabs (effective depth $d = 128$ mm) and $\rho = 1.80\%$ in Type B Slabs ($d = 103$ mm), Figs. 3a,b. The reinforcement ratios in the corbels are practically the same in Type A and Type B Slabs, with $\rho' = 1.14\%$ in the former case and $\rho' = 1.19\%$ in the latter case, Fig. 3c.

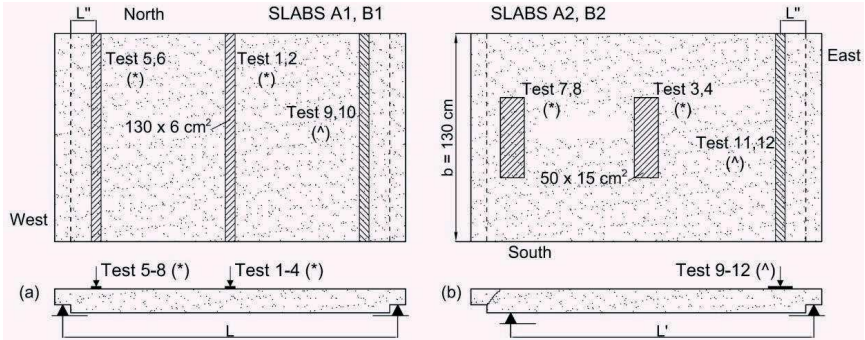


Fig. 2 Load distribution in the transverse direction: uniformly distributed in Tests 1,2,5,6 and 9-12, and concentrated in Tests 3,4,7 and 8. $L/L'/L'' = 2100/1900/210$ mm

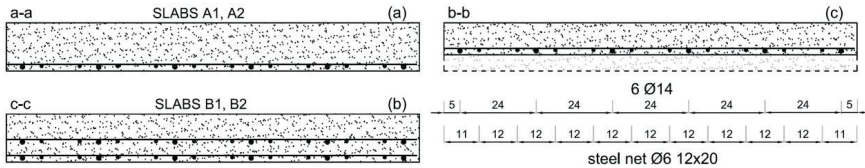


Fig. 3 Sections a-a of Slabs A1 and A2 (a); and b-b, c-c of Slabs B1 and B2 (b,c), with the reinforcement; see Figure 1 for the location of the sections

3. LOADS AND INSTRUMENTATION

The first aim of the tests has been to check the proper behaviors (a) in bending under the working loads (own weight + variable load up to 60 kN applied at mid-span); and (b) in shear under the ultimate loads (own weight + variable load $\geq 1.5 \times 60 = 90$ kN applied at 10% of the simply-supported span, $L'' = 21$ cm).

As mentioned in the Introduction, in four tests (Tests 1,2,5,6 and 9-12) the load was distributed over the entire width of each slab, while in the other four tests (Tests 3,4,7 and 8) the load was concentrated over 40% of the width. In all tests, the loaded surface was slightly less than 3% of the total surface. The load was applied by means of one hydraulic jack (capacity 1000 kN) acting on very stiff rail-like spreaders (see the typical tests in Figs. 4a,b).

In all the tests with the distributed load, a steel strip (6 mm) and a neoprene strip were inserted between the rail stump and the slab to apply the load exactly over the nominal surface (1300x60 mm) and to make the contact with the concrete as uniform as possible.

In all the tests with the concentrated load, only a neoprene layer was inserted in contact with the concrete, as the base of the rail stump had exactly the length and the width of the

nominal contact surface (500x150 mm). In all cases, the thickness of the neoprene was 12 mm, and the subgrade stiffness was 0.50 MPa/mm.

The supports consisted in $\varnothing 40$ -mm steel bars; between these bars and the corbels a thick steel band ($t = 35$ mm) and a neoprene strip ($t = 12$ mm) were placed.

All tests were displacement controlled (displacement rate of the piston of the hydraulic jack = 0.025 mm/s). After a pre-loading cycle up to 15 kN (roughly 40% of the first-cracking load), the load was increased by 10-15 kN at a time up to 60 kN in the bending tests and to 90 kN in the shear tests. (Of course, after each test in bending the specimens were unloaded and prepared for the subsequent tests in shear). The tests in shear were continued up to the load peak (P_{max}) and beyond, until the resisting capacity had decreased by 20%.

The tests in bending were monitored by means of two sets of three medium-stroke LVDTs (max. displacement ± 20 mm) placed under the specimen along the unsupported sides at 1/4, 2/4 and 3/4 of the span. A further LVDT was placed under the centroid of the loaded area. Furthermore, four short-stroke LVDTs (± 10 mm) were arranged at 45° astride the bisectors of the internal angles of the corbels, to detect the onset of possible inclined cracks.

The tests in shear were monitored in the same way along the unsupported sides (at 1/10, 2/4 e 3/4 of the span and under the centroid of the loaded area. Two sets of three short-stroke LVDTs were arranged also astride the bisectors of the internal angles of the corbel closest to the applied load (Fig. 4b).

Last but not least, two further short-stroke LVDTs were mounted at the extremities of one of the corbels (in the bending tests) or of the corbel closest to the applied load (in the shear tests), to measure the settling of the neoprene strip.

Thirteen or fifteen LVDTs were used in each bending or shear test. The base-length and the spacing of the inclined LVDTs were close to 70 and 30 mm, respectively.

In the bending tests under the service loads, no cracks - even microcracks - appeared at mid span or at the inner corner of the corbels, as demonstrated by the four inclined LVDTs, which did not move. Note that the maximum value of the bending moment (= 31.2 kNm) was 50% higher than the first-cracking moment (= 20.8 kNm).

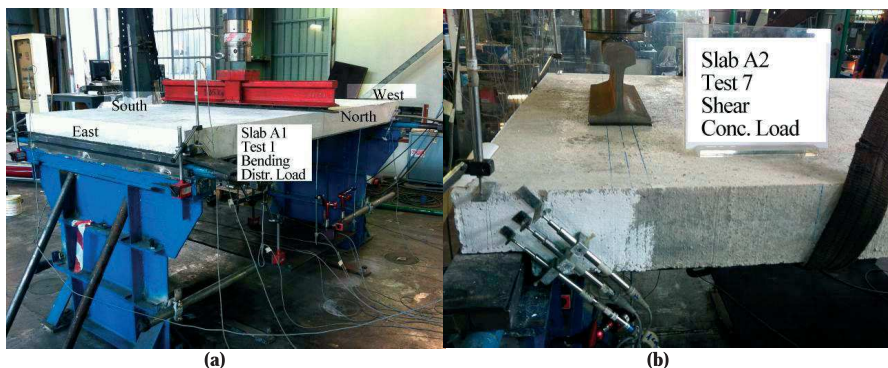


Fig. 4 Typical tests (a) in bending with distributed load; (b) in shear with concentrated load

4. SHEAR TESTS AND LOAD-DISPLACEMENT DIAGRAMS

The load-displacement diagrams (with the displacement measured under the centroid of the load) are plotted in Fig. 5 up to - and beyond - the peak load, until the resisting capacity has

decreased by 20% compared to the peak load. The values of the displacements were cleared of the settlements exhibited by the neoprene strips along the short sides. One may note:

- (a) the rather limited effect of the type of the load – transversely distributed or concentrated:
- (a1) in the slabs with hooks and bent-up bars (Fig. 5): distributed load in Slabs A1 and A2 – Tests 5 and 11 ($P_{max} = 414$ kN mean value) and concentrated load in Slab A2 – Test 7 ($P_{max} = 383$ kN);
- (a2) in the slabs with straight bars (Fig. 6): distributed load in Slabs B1 and B2 – Tests 6,10 and 12 ($P_{max} = 165$ kN mean value) and concentrated in Slab B2 – Test 8 ($P_{max} = 162$ kN);
- (b) the much greater ultimate capacity in the slabs provided with hooks and bent-up bars (Slabs A1 and A2, Tests 5,7 and 11, $P_{max} = 403$ kN mean value, Fig. 5) compared to the slabs with straight bars (Slabs B1 and B2, Tests 6,8,10 and 12, $P_{max} = 164$ kN mean value, Fig. 6); in the former case, the ultimate capacity is roughly 2.5 times larger than in the latter case.

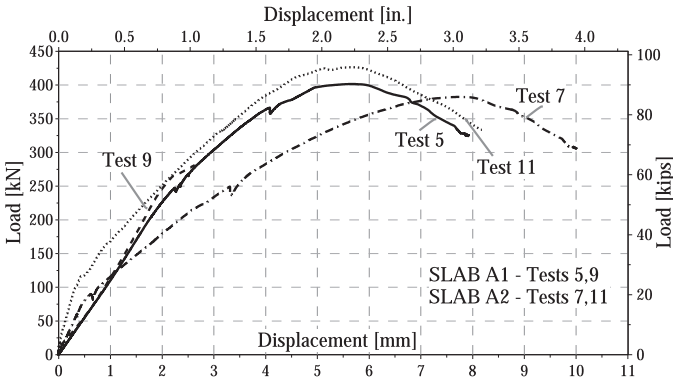


Fig. 5 Shear tests on Slabs A1 and A2 with hooks and bent-up bars: load-displacement diagrams of Tests 5, 9 and 11 under distributed load, and Test 7 under concentrated load. Test 9 was stopped at 2/3 of the maximum expected load because of press malfunctioning

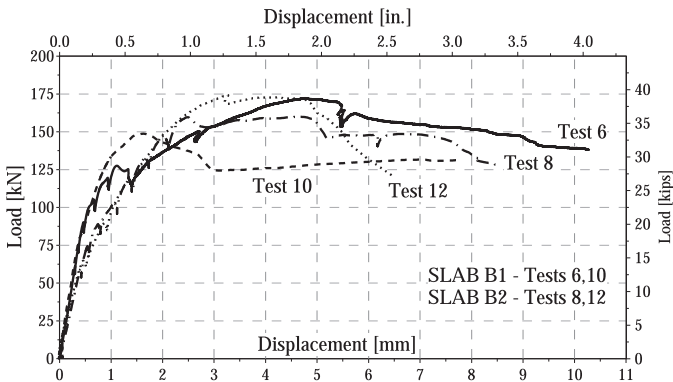


Fig. 6 Shear tests on Slabs B1 and B2 with straight bars: load-displacement diagrams of Tests 6,10 and 12 under distributed load, and Test 8 under concentrated load

The slabs with straight bars (B1 and B2), however, exhibit a more ductile behavior (except Slab B2, Test 12), as more energy is dissipated by their complex crack system compared with the slabs reinforced with hooked bars, which are – nonetheless - much stronger.

5. CRACK PATTERNS

In the shear tests (Tests 5-12, Figs. 7-10), no cracks appeared until the service load was reached, but later inclined cracks formed (*first cracks*), which, however, hardly became the controlling factor of the ultimate behavior, as shown by Slab A2 – Test 7 (Fig. 9), where one of the first cracks radiating from the apex of the angle stopped after the load had reached 9 kN, while later a cracked band originating from the support formed and eventually prevailed. Furthermore, in the slabs subjected to transversely-distributed loading, cracking at failure consisted mostly in one single inclined by 45° (or even steeper) in the case with hooks and bent-up bars (Slab A1, Fig. 7), or by 30° in the case with straight bars (Slab B1, Fig.8).

On the contrary, in the slabs subjected to transversely-concentrated loading, cracking at failure consisted mostly in rather flat cracked bands (Slabs A2 and B2, Figs. 9 and 10), certainly related to the 3D effects induced by the concentrated load.

In Slabs A1 and A2, the slope of the cracks close to - or higher than - 45° is justified by the formation of a strut-and-tie system (see next Section). In Slabs B1 and B2, the flatter and extended cracks is justified by the formation of a *shallow-arch and restraining-tie* system. The closer the collapse, the more evident the shallow-arch behavior.



Fig. 7 Slab A1 with hooks and bent-up bars: Test No.5, distributed load, $P_u = 401$ kN



Fig. 8 Slab B1 with straight bars: Test No.6, distributed load, $P_u = 172$ kN



Fig. 9 Slab A2 with hooks and bent-up bars: Test No.7, concentrated load, $P_u = 383$ kN



Fig. 10 Slab B2 with straight bars: Test No.8, concentrated load, $P_u = 162$ kN

6. THEORETICAL EVALUATION OF THE BEARING CAPACITY IN SHEAR

6.1 Slabs with hooks and bent-up bars (Slabs A1 and A2)

The *discontinuity zone* including the corbel and the region of the slab closest to the corbel (and up to the axis CE of the concentrated load) can be studied by means of *strut-and-tie systems* (Fig. 11, see Reineck, 2002; UNI EN 1992-1-1, 2005; ACI 318M-08, 2008) in the case of a simply-supported beam or unidirectional slab, subjected to a concentrated load P and to the own weight p . In Fig.11, the load is represented by the reaction R at the support ($R = pL/2 + 0.9 P$). The position of Joints A, B, C, D and E can be determined easily from geometry. Note that for the depth of the section of the struts the value $1/4$ of the thickness of the slab has been adopted, as often suggested in the literature.

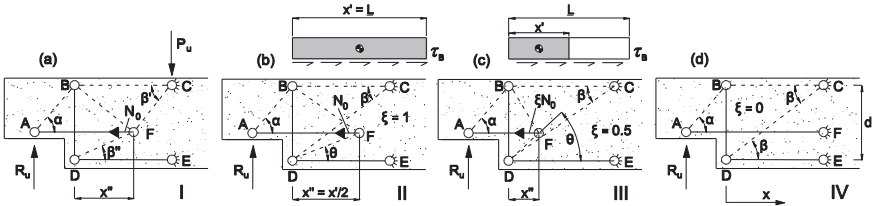


Fig. 11 Strut-and-tie systems for the D-zone between a corbel and a slab ($\alpha = 41^\circ$)

The only joint whose position is undefined is Joint F. Several choices are possible, depending on the adopted strut-and-tie system and on the profile assumed for the bond stresses acting at the interface between the bottom reinforcement of the corbel and the concrete (\underline{L} in Figs.11b,c). As a matter of fact, the resultant of the forces transmitted through bond is applied in no specific point. In principle, any point along the bonded length is equally acceptable for Joint F, but a reasonable choice may be the point where the resultant of the bond stresses is applied (coordinate x' , Fig. 11b, for a uniform bond-stress distribution).

In all cases of Fig. 11, Tie AF transfers its axial force N_{AF} ($= N_0$) to the concrete via bond, with a sizable effect on the local behavior in System I and no effect in System IV. In System I the position of F comes from equilibrium on condition that the Strut BF be in compression or stress-free. In System IV the position of point F is immaterial and does not affect the local behavior (the alignment of F with the axis CE is just for convenience).

A further question, however, should be answered: is the axial force N_{AF} entirely transmitted via the struts FB and FD (Systems I and II), or a share of N_{AF} is transmitted via adhesion to the slab (System III)? Answering the question is crucial, because in the first case N_{AF} *overloads* the ties BD and DE, and in the second case a more or less sizable share of N_{AF} is transmitted to the slab (100% of N_{AF} in the limit case represented by System IV).

The actual behavior of Tie AF is halfway between the situations depicted by Systems II and IV. Thanks to the rather long anchorage of the horizontal arms of the hooks reinforcing the corbel (anchored or bonded length of tie $AF = \underline{L} = 400$ mm), one may assume that a share ξN_{AF} of the axial force N_{AF} be transferred to the discontinuity region via the Struts BF and DF, and the remaining share $(1 - \xi) N_{AF}$ be transferred to more distant regions (System III). Note that in Fig. 11c, x'' is the coordinate of the centroid of the bond stresses resisted by BF and DF, and may be a good guess for the position of Joint F. For any given value of the parameter x'' (and for the corresponding position x'' of Joint F) and for any assumed bond-stress distribution (uniform/linear/parabolic), it is possible to identify the shares ξ and $(1 - \xi)$ of the axial force N_{AF} , and the position $\eta = x''/\underline{L}$ of Joint F, as a function of $\omega = x'/\underline{L}$:

$$\xi = \omega \text{ for } \tau_B(x) = \tau_0 ; \quad \xi = \omega (2 - \omega) \text{ for } \tau_B(x) = 2 \tau_0 (1 - x/\underline{L}) ;$$

$$\xi = \omega (\omega^2 - 3\omega + 3) \text{ for } \tau_B(x) = 3\tau_0 [1 - (x/L)^2]$$

Now the question is: there is any value of ξ that at the same time respects the resistance of all tension members and maximizes the bearing capacity of the main strut-and-tie system? With regard to this point, it is worth noting that within the static approach of limit analysis, the bearing capacity of a structural system at the onset of failure is associated with the geometric configuration characterized by the maximum resistance among all possible failure configurations. In the strut-and-tie system under investigation, the bearing capacity is developed when both Ties BD and DE are at or beyond yielding. (Tie AF is definitely stronger; as for concrete crushing in the struts, it is neglected in this type of analysis).

By writing the equilibrium equations for System III and by imposing in turn the yielding of the ties AF, BD and DE, an envelope is obtained, whose maximum is associated with the simultaneous yielding of Ties BD and DE. The values of the parameter ξ are:

$$\xi = 0.36 / 0.62 / 0.79 \text{ for uniform/linear/parabolic distribution of the bond stresses}$$

while $\omega = x'/L = 0.35/0.38/0.41$, and $\eta = x''/L = 0.180/0.175/0.170$, respectively.

In Table 1 the values of the ultimate load ensuing from the yielding of Ties BD and DE are reported as obtained by solving the Systems I, III and IV (Fig.11). Note that System IIIc (with a parabolic profile for the bond stresses) is the closest to test results, while Systems I and IV are a sort of lower and upper bounds, respectively, for the bearing capacity.

Table 1 Ultimate values P_u ensuing from the yielding of Ties BD and/or DE

	Tie	System I	System IIIa	System IIIb	System IIIc	System IV	Mean Exp.
P_u [kN]	BD/DE	376/376	502/502	453/453	424/424	528/539	403*/414**
$\beta' / \beta'' / \beta''' / \theta$	(Fig.11)	-/40°/37°/-	38°/-/-/31°	38°/-/-/32°	38°/-/-/33°	38°/-/-/-	

(* Mean value yielded by Tests 5 (Slab A1), 7 (Slab A2) and 11 (Slab A2): 401, 383 and 426 kN, respectively.

(**) Mean value yielded by Tests 5 and 11 (both with uniformly-distributed load in the transverse direction).

6.2 Slabs with straight bars (Slabs B1 and B2)

The shear capacity V_{R1} (that is the reaction R_u at the support) is evaluated by means of the well known equation for R/C beams devoid of shear reinforcement provided by EC2 (1991). This equation was preferred in this project to other more recent equations because of its formulation, that introduces the contribution of straight bars in an additive form:

$$V_{R1} = \tau_R k (1.2 + 40 \rho_1) b_w d = 0.54 \times 1.522 \times (1.2 + 40 \times 1.19\%) \times 1300 \times 78 = 139.7 \text{ kN}$$

where:

d (effective depth of the corbel) = 78.0 mm (Fig.11d); b_w (section width) = 1300 mm;

τ_R (mean shear strength) = 0.54 MPa (*);

k (size-effect parameter) = $1.6 - d$ (m) = $1.6 - 0.078 = 1.522$;

ρ_1 (% of the bottom reinforcement of the corbel) = $A_S' / (b_w d) = 1206 / (1300 \times 78) = 1.19\%$.

Note that ACI equation for the evaluation of the shear strength of members subject to shear and flexure only, without shear reinforcement (Eq.11-5 in ACI 318M-08) yields a rather close result ($V_c = V_{R1} = 125.2$ kN for $M_u/V_u = 50$ mm, reference section: extremity of the corbel).

The ultimate load (applied at 1/10 of the span) has the following value:

$$P_u = 149.6 \text{ kN (EC2, 1991) and } 133.5 \text{ kN (ACI, 2008)}$$

which is from 9 to 19% less than the mean experimental value (164.3 kN) obtained in Tests 6, 8, 10 and 12.

The sizable difference between the mean experimental value (on four tests) and the calculated value may be attributed to the smaller cover of the bottom bars reinforcing the corbel. In the calculations the net cover was introduced as 1 bar diameter (= 14 mm), while the actual value was definitely smaller (not more than 5 mm) without negative effects on reinforcement-concrete bond. Since the smaller the cover, the larger the effective depth for a given section depth, re-evaluating the shear capacity V_{R1} and the ultimate load P_u with the actual (and larger) effective depth (87 mm instead of 78 mm, with $k = 1.513$ and $\rho_1 = 1.07\%$) leads to the following values, according to EC2 (1991):

$$V_{R1} = 0.54 \times 1.513 \times (1.2 + 40 \times 1.07\%) \times 1300 \times 87 = 150.4 \text{ kN}; P_u = 161.6 \text{ kN}$$

which fits very well the test results.

As for the effect of the transverse distribution of load P (uniformly distributed in Slabs B1 (Tests 6 and 10) and B2 (Test 12), and rather concentrated in Slab B2 (Test 8), the arch-and-tie model adopted in this study is unable to describe the 3D effect due to a concentrated load. However, even more than in the case of hooked bars, the concentrated load in Test 8 shows that there is practically no strength reduction because of load concentration (-2% in Test 8 with respect to the mean value 165.0 kN in Tests 6, 10 and 12).

(*) The value 0.54 MPa comes from the value 0.30 MPa specified by EC2 for concrete grade C25/30 in the design at the ultimate limit state. Then 0.30 MPa must be multiplied by $\gamma_c = 1.5$ and the characteristic strength $f_{ck} = 25$ MPa must be replaced with the mean strength $f_c = 33$ MPa, on the basis of the ratio $(f_c/f_{ck})^{2/3} = (33/25)^{2/3} = 1.20$:

$$\tau_R = 0.30 \times 1.5 \times 1.20 = 0.54 \text{ MPa}$$

The previous passages are necessary anytime a design-oriented equation is used to describe the behavior of an actual structure, whose materials are well known.

7. CONCLUDING REMARKS

Four rather usual rectangular uni-directional lightly-reinforced slabs simply-supported along the short sides by means of corbels (*dapped ends*) have been experimentally investigated in this project. The aim was to check their in-service and ultimate behaviors for two different reinforcement layouts (with/without hooks in the corbels and at the extremities of the longitudinal bars) and for two load distributions in the transverse direction.

The eight tests in shear up to slab failure lead to the concluding remarks listed below.

- Past the working loads, cracks start radiating at 45° from the internal corners of the corbels, but later flatten off towards the loads, in agreement with the mechanisms based on *struts-and-ties* (slabs with hooks and bent-up bars) and on *shallow arches* (slabs with straight bars).
- A rather complex system of 3D cracks develops under transversely-concentrated loads, with a limited impact on the shear strength – and on the peak or maximum load P_{max} - compared with transversely-distributed loads (less than -10% in the slabs with hooks and bent-up bars, and less than -2% in those with straight bars).
- The hooks in the corbels and the bent-up bars in the slab bring in a remarkable increase in terms of shear strength (the peak load P_{max} is more than twice as much compared with straight bars).
- The extra strength quantified by the difference between the maximum load reached during each test P_{max} and the ultimate design load P_u may be sizable indeed (in the cases investigated in this project, $P_{max}/P_u > 4$ in the slabs with hooks and bent-up bars; > 1.8 in those with straight bars).
- The rather simple strut-and-tie models available in the literature for transversely-reinforced members seem to underestimate the bearing capacity of the dapped ends of a slab in shear, because the pull-out force exerted by the tension reinforcement of the corbels is not fully transferred to the

D-zone via local strut-and-tie mechanisms (a very severe assumption), but from 20 to 40% of the force may be transferred via adhesion to rather distant and undisturbed zones.

- The design-oriented equations for transversely-unreinforced members predict rather well the bearing capacity of the dapped ends devoid of shear reinforcement, provided that the strength parameters and the reference section (in the case of ACI) are properly introduced.

8. REFERENCES

- AASHTO (2010), *Bridge Design Specifications – Clause 3.6.1.2*, 5th Edition.
- ACI 318M–08 and Commentary (2008). *Building Code Requirements for structural Concrete*, Appendix A “Strut-and-Ties Models”, pp. 379-394.
- Cook, W.D. and Mitchell, D. (1988), “Studies of Disturbed Regions near Discontinuities in Reinforced-Concrete Members”, *ACI Structural J*, V.85, No.2, pp. 206-216.
- EC 2 (1991), *Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*.
- Gambarova, P.G. and Lo Monte, F. (2015), “Indirectly-Supported One-Way R/C Slabs: Durability and Safety Issues”, *Proc. Int. Workshop on Durability and Sustainability of Concrete Structures*, ACI Italy Chapter, Bologna (Italy), October 1-3, 10 pages, in press.
- Italian Code for Highways (2012), *Limit Mass – Clause 62*. Ministerial Decree, January 24, No.1.
- Marti, P. (1985), “Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design”, *ACI Journal*, No.82-4, January-February 1985, pp. 46-56.
- Reineck, K.H. (Editor, 2002), “Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models”, *ACI Special Pub. SP-208*, 242 pages.
- Schlaich, J., Schäfer, K. and Jennewein, M. (1987), “Toward a Consistent Design of Structural Concrete”, *Special Report, PCI Journal*, May-June 1987, pp. 75-150.
- UNI EN 1992-1-1 (EC2, 2005), “Design by means of Strut-and-Tie Models”, Chapter 6.5, *Italian Institute for Standards (Ente Unificazione Italiano-UNI)*.

DEDICATION

“Nel mezzo del cammin di nostra vita, mi ritrovai per una selva oscura, ché la diritta via era smarrita...” (“Halfway through my life, I ended up in a dark forest, as the straight way was lost...”).

These were the first words pronounced by Professor Geza Tassi when we met for the first time many years ago (was it in Athens?, 1984 or 1985?), and I introduced myself as an Engineer from Milan, Italy. He knew – and still knows – by heart most of the *Divina Commedia* (*The Divine Comedy*) written by the greatest Italian poet Dante Alighieri in the thirteenth century!

Of course I was aware of the many scientific contributions given by Professor Tassi during his long academic career and of the many technical advancements, that he had fostered in the Hungarian construction practice, but putting together poetry (*foreign poetry in its original language!*), engineering and science was – and still is - something unheard of, or very rare – to say the least - in our rather formal milieu!

This is the reason why I and - I am sure – the many people who had the privilege to meet and interact with Professor Tassi, hold him in high esteem, as he taught us that scientific and technical culture should always go hand-in-hand with humanistic culture. Should we depress the latter (in any activity and particularly in high-level activities, be them engineering, physics, chemistry, biology, economics, medicine, informatics, ...), we would run the risk of becoming machines, very effective machines maybe, but unable to understand, respect and love the World we are living in, and the Mankind we are part of, as well as the Providence that created them both!

Thanks again Professor Tassi!

Pietro Gambarova

COMPARISON OF RIGID PLASTIC AND ELASTIC PLASTIC FEM ANALYSIS OF LARGE PANEL STRUCTURES

*Hortobágyi, Zsolt and Nédli, Péter
Budapest University of Technology and Economics
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.*

SUMMARY

It is important that large panel buildings have sufficient safety against progressive collapse. The article presents rigid plastic and elastic plastic approaches to predict the loadbearing capacity of the damaged structure. The plastic limit analysis is done by linear programming while the elastic plastic analysis by the Axis VM finite element software.

1. INTRODUCTION

Experience shows that large panel structures may collapse progressively. Such failure can happen when one or several panels are damaged by explosion or by vehicle collision and the structure collapses. Figs. 1 and 2 illustrate this danger by showing the famous Ronan Point progressive collapse and a damage caused by internal explosion happened in a large panel building in Budapest where the structure did not collapse fortunately.



Fig. 1: Ronan Point collapse



Fig. 2: Explosion damage in Budapest

Progressive collapse is a complex dynamic phenomenon (Kaliszky, Nédli, Tornyo, 1985). An estimation of the loadbearing capacity can be achieved by plastic limit analysis using an appropriate dynamic safety factor (Nédli, 1989). Since the in situ joints are the weakest parts of the prefabricated large panel structure, it is assumed that failure can happen only in the joints. The present analysis is using a spatial computational model. The plastic limit analysis gives the value of the collapse load parameter using linear programming. To follow the load history, elastic plastic analysis is needed which leads to nonlinear programming (Tassi, Rózsa, 1958), (Nédli, 1976), (Kurutzné Kovács & all. 1981), (Kaliszky, Lógó, 1994). Finite element programs, such as Axis VM, are also capable to make the load history analysis.

2. RIGID PLASTIC ANALYSIS

The rigid plastic computational model consists of rigid panels and rigid plastic joints. The joint along a panel edge is represented by discrete springs. Fig. 3 shows the definition of the joint forces. According to the static theorem of the limit analysis, the determination of the limit load parameter leads to a linear programming problem which can be formulated as follows:

$$\begin{aligned} \mathbf{G} \mathbf{s} + m \mathbf{q}_0 &= \mathbf{0} \\ \mathbf{N} \mathbf{s} &\leq \mathbf{k} \\ m &= \max! \end{aligned}$$

The first relation is the equilibrium equation, the second is the yield condition and the third is the objective function. The meaning of the symbols: \mathbf{G} – equilibrium matrix, \mathbf{s} – vector of internal forces, m – load parameter, \mathbf{q}_0 – base load, \mathbf{N} – yield matrix, \mathbf{k} – vector of yield values of the spring forces.

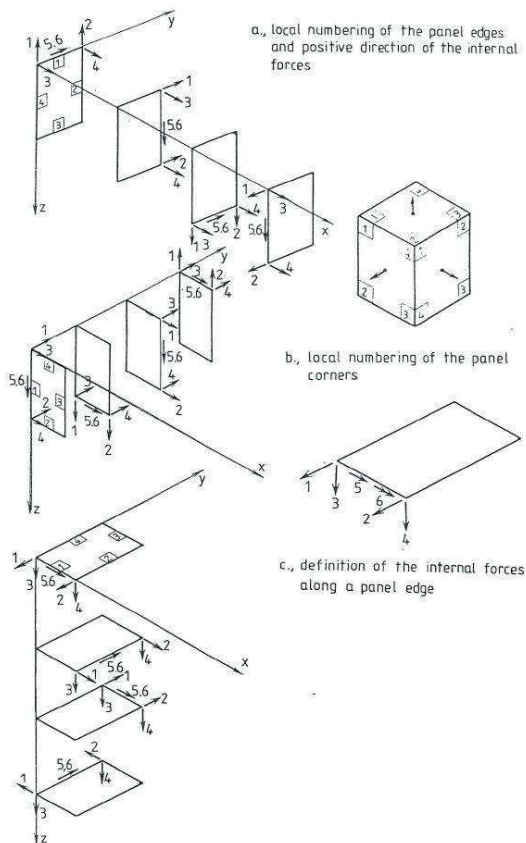


Fig. 3: Definition of joint forces

By the principles of the force method, i.e. using an isostatic primary structure of the original one, the size of the problem can be reduced by matrix operations having only the redundant internal forces and the limit load parameter as unknowns:

$$\mathbf{A} \mathbf{x} + \mathbf{m} \mathbf{a}_0 \leq \mathbf{k}$$

$$m = \max!$$

In simple cases, it is possible to choose the primary structure so that no matrix operations are needed to derive the reduced problem. A primary structure can be formed by space cantilevers as shown by an example in Fig. 4 for regular panel buildings.

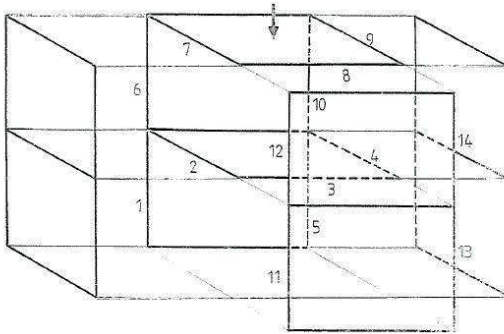


Fig. 4: Primary isostatic structure

A sample structure shown in Fig. 5 was analysed. Panel 23 is missing. The size of the linear programming problem is 445 x 770 with 1.1% density.

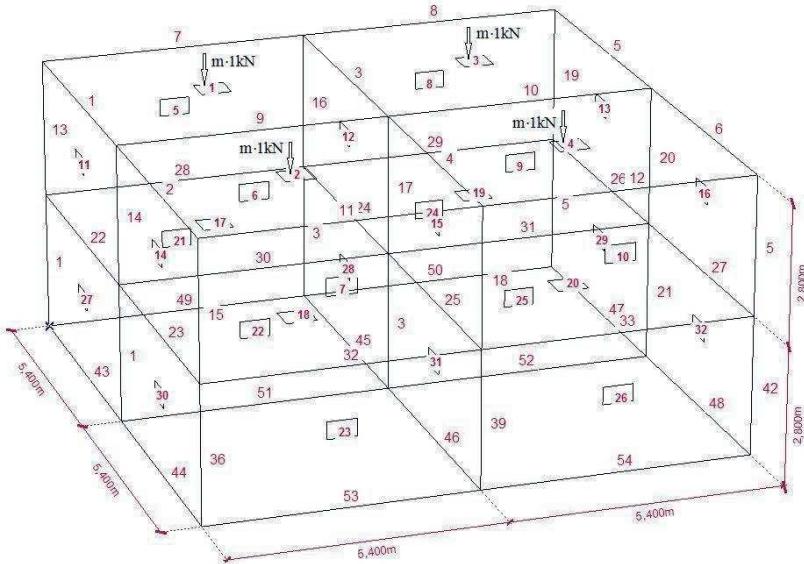


Fig. 5: Geometry and load of the sample problem

The limit values of the internal forces in kN along one edge are:

1		2		3		4		5		6	
+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
50	4000	50	4000	50	4000	50	4000	600	600	0	0

The results are shown in Figs. 6 and 7. The solution of the LP problem gives the limit load parameter ($mp = 18960$), the internal forces in the limit state (primary solution) and the yield mechanism (dual solution). The total limit load is $4 \cdot 18960 = 75840$ kN.

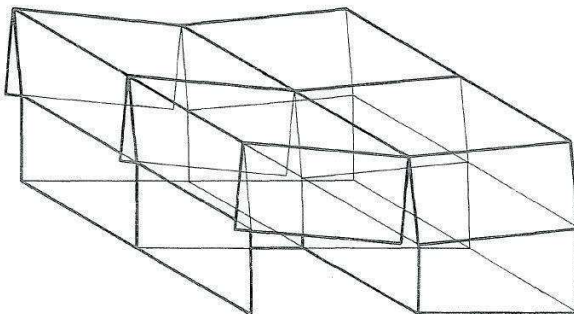


Fig. 6: Yield mechanism

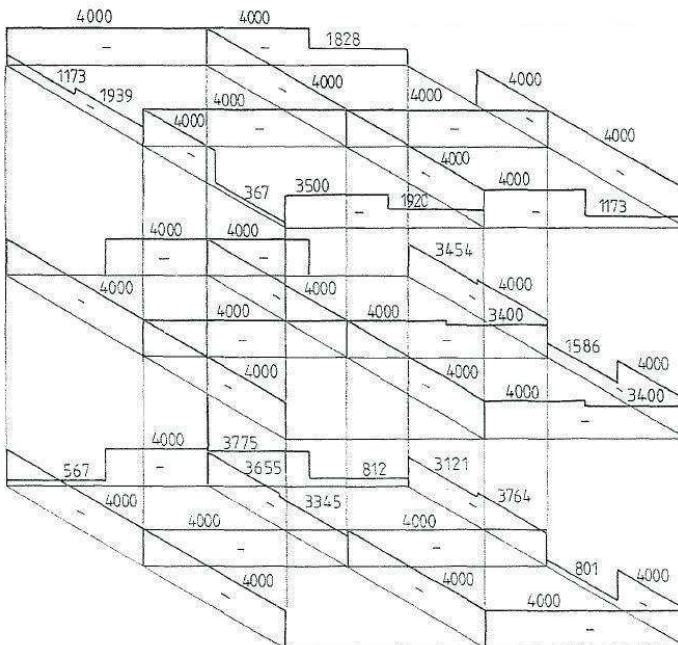


Fig. 7: Schematic representation of vertical joint forces [kN] in the horizontal sections

3. ELASTIC PLASTIC FEM ANALYSIS

The elastic-plastic FEM analysis was performed by the AxisVM v13 software (<http://www.axisvm.eu>). The RC panels were modelled with plane shell elements with real thicknesses of 15 cm (Fig. 10) and material properties (C25/30) according to Eurocode 2. The connection between the walls and slabs were defined as a line to line interface elements (Fig. 9), where the stiffness and the limit forces, limit moments were set to equivalent distributed values of the rigid-plastic analysis discrete spring limit values (Fig. 8). The AxisVM software allows only symmetrical linear elastic plastic force-displacement (moment-rotation) diagrams, i.e. in the tension and compression, the sides the slopes of the diagrams and the limit values are identical. Because of this, after the first preliminary calculation we had to manually adjust the limit values in the line to line interface elements according to the first results: in case of compression results in the line to line interface element, we gave the limit values for the compression case and in case of tension results, we gave the limit values for the tension case.

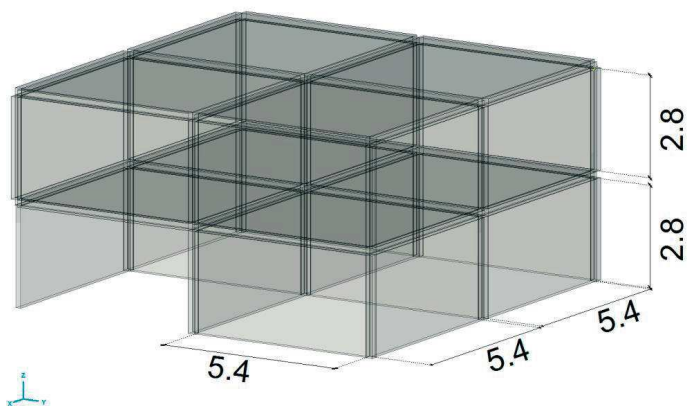


Fig. 8: Geometry of the FEM model

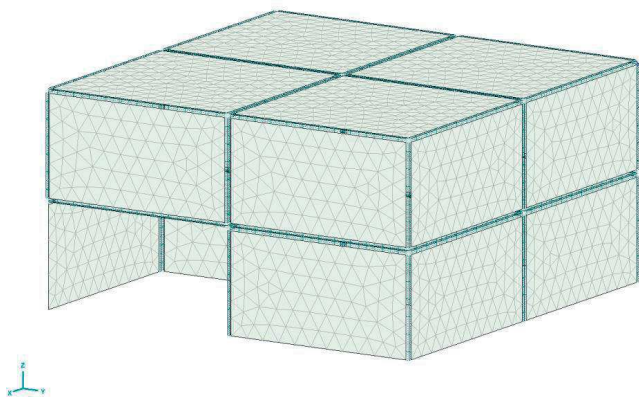


Fig. 9: Mesh

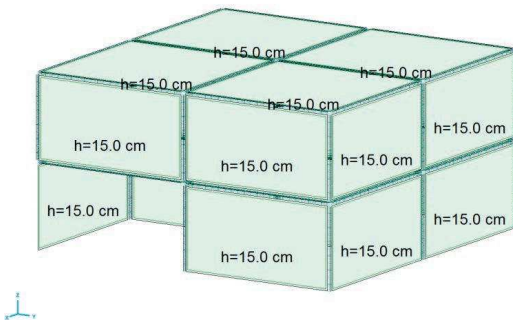


Fig. 10: Thicknesses

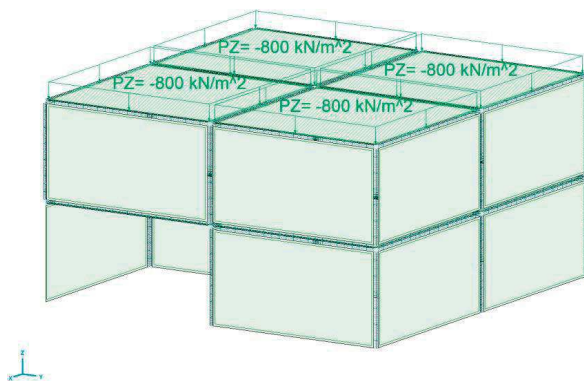


Fig. 11: Initial load

The initial load was 800 kN/m^2 uniformly distributed surface load on the top slab. The resultant of the distributed load: $4 \cdot 5.4\text{m} \cdot 5.4\text{m} \cdot 800 \text{ kN/m}^2 = 93\,312 \text{ kN}$.

In the nonlinear static calculation we chose displacement control to obtain the solution. This allows to follow the load history without convergence problems. Local unloading of the plastic zones was not considered. The increments are applied as equal fractions of the displacement component of the node specified. During the iteration process, the norm of the iterational displacement increment vector must vanish (i.e. approach to zero). AxisVM applies a Newton-Raphson iteration technique to the iterative solution of each increment. The technique is known in different variants, depending on the update of the system elastic plastic stiffness matrix. Axis VM updates this matrix at the end of each iteration.

The control node was the top left corner of the building over the missing panel. The maximum vertical downward displacement of this node (Node 23) was 120 mm (Fig. 12). The load-deflection curve is shown in Fig. 13. Near to the limit state, the load parameter was $m=0.803$. So the total the limit load is $0.803 \cdot 93\,312 \text{ kN} = 74\,929 \text{ kN}$. Two views of the displacement field at this stage, which can be considered as the yield mechanism, are shown in the Fig. 14.

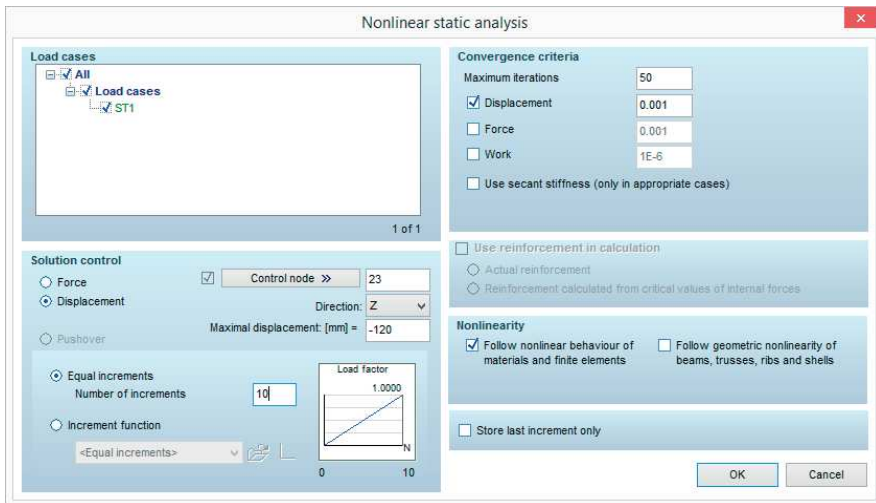


Fig. 12: Parameters of the nonlinear static calculation

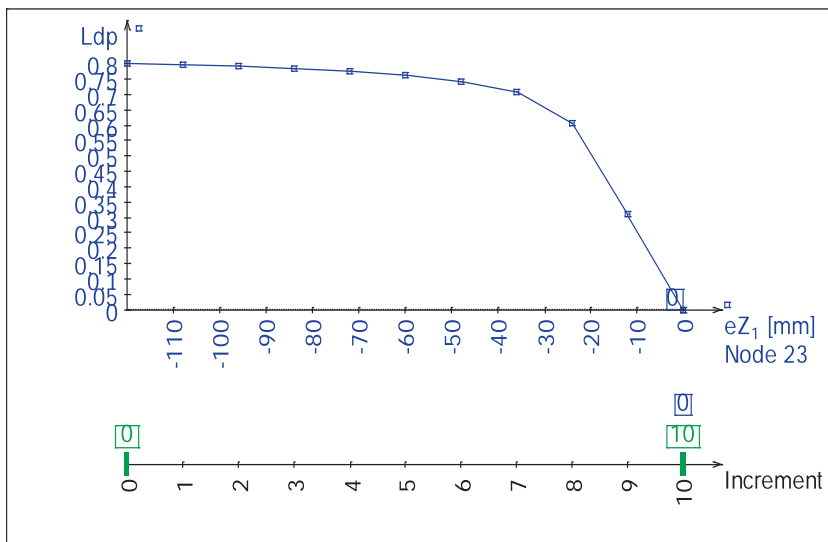


Fig. 13: Load-displacement curve

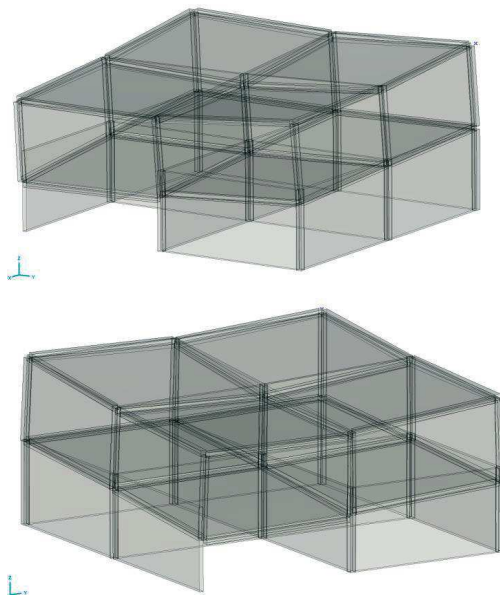


Fig. 14: The yield mechanism by Axis VM

4. CONCLUSION

Rigid plastic and elastic plastic models are compared for the static analysis of damaged large panel structures. Though the two models are using different computational approaches, relatively good agreement is found for the predicted loadbearing capacity. The difference in the limit load between the two models was 0.1%.

5. REFERENCES

- Tassi, G.-Rózsa, P. (1958), "Calculation of elasto-plastic redundant systems by applying matrix theory" (In Hungarian), *ÉKME Tudományos Közleményei*, IV/2, 1958, pp. 21-43.
- Nédli, P. (1976), "Elastic-plastic analysis of frames by Wolfe's short algorithm", *Periodica Polytechnica*, No 3-4., 1976, pp 127-134.
- Kurutzné Kovács, M., Vásárhelyiné Szabó, A., Gáspár, Zs. Nédli, P. (1981), "Solution of special statical problems of prefabricated building structures by mathematical programming" (in Hungarian), *Műszaki Tudomány* 61/1-4., 1981, pp 141-183.
- Kaliszky, S. Nédli, P. Tornósy, A., (1985), "Progressive Collapse Analysis of Large Panel Buildings", *Periodica Polytechnica Civil Eng.*, Vol. 29, No. 1-2 1985, pp 33-38.
- Nédli, P., (1989), "Plastic Limit Analysis of Spatial Large Panel Structures", *Periodica Polytechnica Civil Eng.*, Vol. 33, No. 3-4 1989, pp. 171-181.
- Kaliszky, S., Lógó, J.(1994), "Nonlinear Analysis of Plane Problems by Mathematical Programming", *Periodica Polytechnica Civil Eng.*, Vol. 38, No. 4 1994, pp. 399-413.

DESIGN OF PRESTRESSED CONCRETE BREAKWATERS AGAINST MEGA-TSUNAMIS UNDER A PRIMARY CONCEPT

Shoji Ikeda

Professor Emeritus of Yokohama National University, Japan

5-4-11, Yayoicho, Nakano-ku, Tokyo, 164-0013 Japan

E-mail: <iked@hybridresearch.co.jp>

SUMMARY

On March 11, 2011 in Japan, the severe mega-tsunami invaded east coasts of the mainland of the country. The measured highest height of the tsunami was more than 30m. At present, next huge tsunamis are anticipated to happen in the southern part of Japan within two decades of years due to the Nankai Trough Earthquake. A primary or basic concept of the design of breakwater against mega-tsunamis which invade once in several hundred years must be necessary according to harmonization between daily life and disaster prevention. The author found such a primary concept that the breakwater protects the society and wealth of the nation rather than the life of human beings. The protection of life must be treated separately from the wealth. Prestressed concrete breakwaters would be the most adequate type of the structure due to their resilient structural performance.

1. INTRODUCTION

This is my greatest honour to contribute a paper of my recent research to the Special Volume dedicated to the 90th birthday of Professor Dr. Geza TASSI who virtually handed over a torch of FIP 1992 Budapest Symposium to me for the FIP1993 Kyoto Symposium.

A primary or basic concept of the design of breakwater against mega-tsunamis which invade once in several hundred years must be necessary according to harmonization between daily life and disaster prevention. The author found such a primary concept that the breakwater protects the society and wealth of the nation rather than the life of human beings. The protection of life must be treated separately from the wealth. This simple concept can construct moderate-height breakwater where the height can be determined according to the wealth of the society and the desire of the people for their open space. Prestressed concrete breakwaters would be the most adequate type of the structure due to their resilient structural performance.

2. RECENT EXPERIENCE OF MEGA-TSUNAMI

There happened a great earthquake of M9.0 in the eastern part of Japan on March 11, 2011 followed by the mega-tsunami. The duration of the main shock was three minutes followed by consecutive severe aftershocks. The Magnitude of 9.0 was the highest in the history of Japan so far. The vast regions of eastern Japan were devastated mainly by the mega-tsunami. About eighteen thousand people were dead or missing although certain precautions countermeasures were provided. In addition, after the successful emergency shutdowns were performed the reactors in Fukushima No.1 Nuclear Power Station became out of control due to the complete loss of electricity by invasion of the tsunami water into the facility. Eventually, radioactive materials were spread according to the destruction of encasing

structures due to the hydrogen explosions and they contaminated the surrounding areas including Tokyo. This great disaster was named “Great East Japan Earthquake Disaster”.

From these fatal experiences, many important lessons and urgent countermeasures against future hazards was drawn in the early stage as follows:

It would be almost impossible to avoid the damage in conventional cities at present due to mega-tsunamis so that careful and deliberate countermeasures should urgently be prepared to protect human lives in accordance with local specific conditions.

The mega-tsunami occurs once in several hundred years. Therefore, we must review the history of disaster in the local specific areas. The past mega-tsunami could be found by digging the layers of the ground.

High-rise artificial land should be built with highly durable concrete structures as soon as possible in tsunami- anticipated areas.

Reliable warning systems are essential for the evacuation in case of the tsunami and earthquake. Education and exercise are the most effective countermeasures.

The alert system of emergency train stop was successfully ordered in this particular disaster in Japan. Therefore, no derailing was seen during the earthquake.

Nuclear power plants should be properly protected against any kind of disturbances such as terrorism, earthquake and tsunami without exception.

Electricity is essential next to the air, then, atomic energy should be properly controlled. Modern life cannot exist without electricity. .

On the other hand, great earthquakes would be triggered in nearby regions by the previous one, say, the Great East Japan Earthquake. Therefore, it should be extremely urgent to provide a comprehensive rule or charter for the prevention and mitigation against such great earthquakes and mega-tsunamis by referring to the lessons obtained from our updated experiences.

In Japan a huge earthquake and tsunami happened in 1498, about 500 years ago, due to the Nankai Trough failure in central and western coastal areas of Japan which claimed more than 40,000 lives mainly by the mega-tsunami. If the similar earthquake and the tsunami happened today in the same areas, the number of fatality would be ten times or more as predicted because of the increase of the population. Therefore, the preparation against such a mega-tsunami in these areas is extremely urgent in Japan right now. People living in the tsunami-affected area should recognize that they live in the seashore once in hundred years.

At present, four years have passed calmly without any big earthquake and tsunami in Japan.

During this period, the author stipulated “A rule for prevention and mitigation of great disasters”(1) and proposed a self-rising tsunami facilities (2),(3). The author also has been proposing to carry two 2-liter vacant PET bottles for buoyancy in case of a sudden tsunami. This paper shows the result of further scrutinized anti-tsunami deliberation.

3. TSUNAMI FACILITY AND PRESTRESSED STRUCTURES

The essential matter of the protection against mega-tsunami is the safety of human lives. However, it would be impossible to guarantee the safety of human lives by solely constructing a high tsunami breakwater due to the possibility of the occurrence of higher tsunami than designated tsunami height. On the other hand, people living in the nearby area of the seashore do not want to have higher breakwater which separates the area from the seashore and disturbs the scenery of the seaside view. Therefore, it is quite difficult to determine the most suitable height of the tsunami breakwater.

The main reason of this difficulty can be identified by the fact that the construction of a tsunami breakwater is intended to protect both human lives and the individual and social

properties in the same time although the height of the tsunami cannot be estimated exactly. To overcome this difficulty, a definite breakthrough should be required to solve this ambivalent problem. So far the author has found such a simple solution for a breakthrough that the breakwater protects the society and wealth of the nation rather than the life of human beings. The protection of life must be treated separately from the properties and the wealth. This simple concept can promote to construct moderate-height breakwaters where the height can be determined according to the wealth of the society. Prestressed concrete breakwaters would be the most adequate type of the structure due to their resilient structural performance. Following are the necessary conditions for the success of this concept:

- a) Life-saving facilities such as a tsunami-shelter should be built independently from the construction of the breakwater.
- b) Each person staying near the seashore should hold any kind of buoyancy equivalent to 4-liter air by carrying, for example, two 2-liter vacant PET bottles due to self-responsibility against mega-tsunamis.
- c) The design height of the specific tsunami breakwater should be determined according to the cost effectiveness of the construction of the breakwater to the predicted economic loss in the case of overflowing of the tsunami water.
- d) The designated tsunami breakwater should be strong enough to resist severe earthquake forces and the overflowing of tsunami water.
- e) Durable prestressed concrete structures are highly recommendable for the breakwater due to the inherent resilient performance of the structures. Individually epoxy-coated strands for prestressing should be used to facilitate highly durable, say, more than 100 years durability, structures.
- f) Ground anchors with prestressing cables should be adopted against buoyancy and instability of the breakwater.

Table 1 shows the response to occurrence of the tsunami of 100 years return period on the human life, the property and wealth, and the infrastructure. For instance, the breakwater designed for 50 years return period of the tsunami cannot protect the property, wealth and the infrastructure as shown in case 3 in Tab. 1.

	Countermeasure	Human Life	Property Wealth	Infrastructure
1	As Natural	Serious Condition, Self-Responsibility	Fatally Suffered, Self-Responsibility	Fatally Suffered
2	High Tide Dike (10 Years R.P.)	Self-Responsibility	Heavily Suffered, Self-Responsibility	Suffered
3	Tsunami Breakwater for 50 Years R.P.	Self-Responsibility	Suffered, Self-Responsibility	Suffered
4	Tsunami Breakwater for 100 Years R.P.	Self-Responsibility (Almost Safe)	Secured	Secured
5	Moving of City to Safe Hillside	Self-Responsibility (Almost Safe)	Secured	Secured
6	Construction of Safe Elevated Ground	Self-Responsibility (Almost Safe)	Secured	Secured
7	Elevated Tsunami Shelter	Self-Responsibility		

Table 1 Response to the Tsunami of 100 Years Return Period

As the breakwater can disturb the fast flow of tsunami and invasion at initial stage, refuge time of case 3 can be prolonged compared to the case of no breakwater (case 1) or the low breakwater (Case 2). Therefore, even the overflowed breakwater can be effective for indirect protection of the human life. In addition, overflowed breakwater can disturb the debris flow to eliminate the sedimentation of the debris and mud after the tsunami if the breakwater is resilient enough against overflowing.

The moving of the city to safe hillside (Case 5) and the construction of the safe elevated ground (Case 6) are favourite solutions if these are feasible.

The construction and maintenance of the tsunami facility should be considered such that the definite and continuous action is crucial not only for an urgent crisis at present but also for the safety of the distant future generation against the occurrence of mega-tsunamis in far future.

4. DESIGN OF PRESTRESSED CONCRETE TSUNAMI BREAKWATER

The basic function of the tsunami breakwater is to protect the land by resisting severe earthquake forces before the invasion of tsunami and by surviving in case of the overflowing of tsunami water. Durable prestressed concrete structures are highly recommendable for the breakwater due to the inherent resilient performance of the structures. Individually epoxy-coated strands for prestressing should be used to facilitate highly durable performance, say, more than 100 years durability. High durability is certainly inevitable for tsunami breakwaters.

Ground anchors with durable multi-protected prestressing cables should be adopted against buoyancy and instability of the breakwater in case of overflowing.

Tsunami breakwater must resist the pressure of return flow in case of overflowing. Therefore, the shape of the wall portion is symmetrical in the cross section as shown in Fig. 1. The vertical prestressing cables must be placed at the central axis plane of the wall so that the prestress force is quite effective in case of severe earthquakes.

In order to obtain feasible prestressed concrete structures three typical breakwaters having the height of 5m, 10m and 15m were investigated as shown in Fig.1 and Tab. 2.

Design conditions are as follows:

- 1) Dynamic water pressure to the wall is assumed to be three times the static hydraulic pressure,
- 2) Prestressing cables consist of 15.2mm diameter strand having seven wires coated with epoxy resin.
- 3) Full prestressing state is maintained under full height hydraulic pressure.

h (m)	a (m)	b (m)	Prestressing Cables for 1 m Wall Length
5	0.8	1.0	One 12S 15.2
10	1.0	1.8	Two and Half 19S 15.2
15	1.0	2.5	Six 19S 15.2

Table 2 Dimension and Required Prestressing Cables

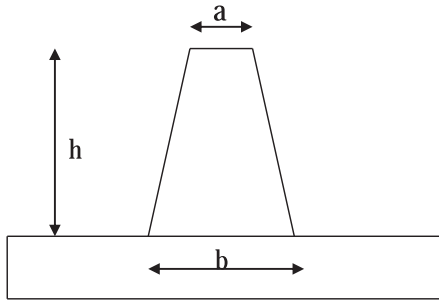


Fig. 1 Fixed Breakwater

As the result of the calculation, the thicknesses of the bottom cross section are 1.0m, 1.8m and 2.5m for the cases of the height of 5m, 10m and 15m, respectively. These values are shown in Table 2 together with the necessary volume of prestressing cables.

5. SELF-RISING TSUNAMI BREAKWATER

A self-rising tsunami breakwater wall, proposed by the author, is described specifically (2), (3). As shown in Fig.2 the bottom end of the wall is connected to the footing by the prestressing external cables which are anchored at both the bottom of the footing and the tip of the wall. The height of the wall is representatively 10 m here which will stand on the footing having the elevation of 5m above the sea level. Therefore, total height of the wall will be 15m from sea level. The element of the wall is a precast prestressed concrete hollow panel having the depth of 1.5m, width of 3m and the length (height) of 10m. The thickness of slab and web of hollow concrete section is 150mm.

The bending moment at the bottom of the wall at upright position is 5000kN-m for one element so that six 19S15.2B (Japanese Industrial Standard) external cables are installed.

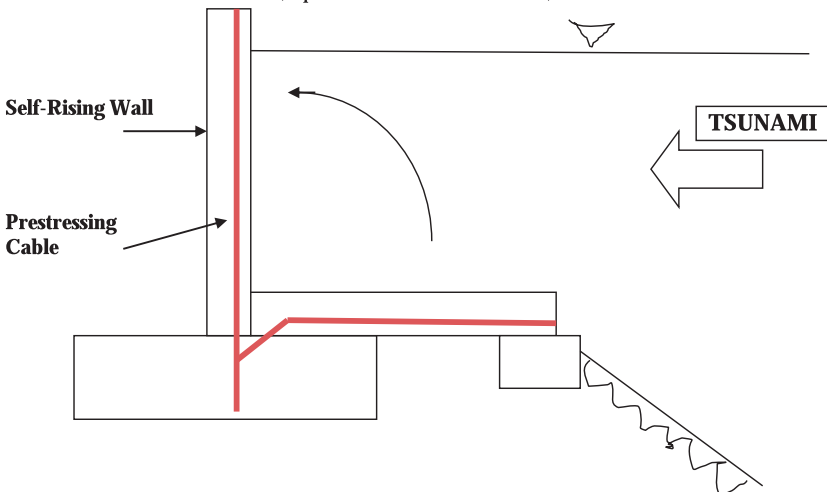


Fig. 2 Self-Rising Tsunami Breakwater

The essential point of this structure is that the alignment or the length of the external cable continuing in the wall and the footing is not varied at the lay-down position and at the upright position by arranging deviators at adequate locations. The suitable arrangement can be obtained installing deviators at the length of $2.414a$ from the end sections, here, a is the length of the cable location to the bottom surface of the wall element. The value of 2.414 can be obtained from $\cot(\pi/8)$ by geometrical condition.

The rotation of the wall from lay-down to upright position can be performed at the curved shape of the footing portion at the contacting plane as similar to a hinge.

The nominal specific gravity of the element is less than 0.8 to get buoyancy. The maximum length of the breakwater would be 300m which consists of one hundred wall elements connected each other by dowel bars and low level prestressing. The water tightness of this breakwater is not significant because the time length of tsunami would be less than one hour.

6. CONCLUSIONS

- (1) The difficulty can be identified by the fact that the construction of a tsunami breakwater is intended to protect both human lives and the individual and social properties in the same time. To overcome this difficulty a definite breakthrough should be required to solve this ambivalent problem. So far the author has found such a simple solution that the breakwater protects the society and wealth of the nation rather than the lives of human being. The protection of lives must be treated separately. This simple concept can promote to construct moderate-height breakwater where the height can be determined according to the wealth of the society and the desire of the people.
- (2) As the breakwater can disturb the fast flow of tsunami and invasion of initial stage, refuge time can be prolonged compared to the case of no breakwater. Therefore, even the overflowed breakwater could be effective for the evacuation. In addition, overflowed breakwater can disturb the debris flow to eliminate the sedimentation of the debris and mud after the tsunami if the breakwater is resilient enough against overflowing and return flow.
- (3) Durable prestressed concrete structures are highly recommendable for the breakwater due to the inherently resilient performance of the structures. Individually epoxy-coated strands for prestressing should be used to facilitate highly durable performance. High durability is certainly inevitable for tsunami breakwaters
- (4) The combination of fixed prestressed concrete breakwater with self-rising one would be the best solution for the harmonized countermeasure against the mega-tsunami.

7. REFERENCES

1. Ikeda, Shoji, Machida, A., Yamashita, H., Proposal of Stipulating a Rule for Prevention and Mitigation of Great Disasters, Proceedings of 5th International Conference on Protection of Structures against Hazards, Nov. 2012, pp.63- 68, Singapore,
2. Ikeda, Shoji, Comprehensive Measures against Rare Mega-Tsunamis based on the Performance Creative Design Concept, Proc. Concrete Innovation Conference, Paper No.89, June 2014, Oslo, Norway
3. Ikeda, Shoji, Design of Self-Lifting Tsunami Shelter and Self-Rising Tsunami Breakwater, Proceedings of 39th Our World in Concrete and Structures, Aug. 2014, pp.103-111, Singapore

GENERALIZED THEORY FOR SHRINKAGE AND CHANGE OF TEMPERATURE ANALYSIS OF COMPOSITE CROSS-SECTIONS

Aarne Jutila
Extraplan Oy
Kaskenkaatajantie 22 A 6
02100 ESPOO, Finland

SUMMARY

Steel-concrete composite bridge design was considerable advanced, when several studies and books related to composite action were published in the 1950's and early 1960's. Especially worth of mentioning are Sattler's "*Theorie der Verbundkonstruktionen*" 1952, Hawranek and Steinhardt's "*Theorie und Berechnung von Stahlbrücken*" 1958 and Fritz's "*Verbundträger*" 1961. All these books handle only four materials at the most: concrete, steel, reinforcing steel and prestressing steel. However, the theory behind can be extended to any amount of materials, and that is what is done in the present paper. That is why we can speak about a *generalized theory*. Additionally, stiffness values are used instead of rigidity values, which makes the mathematical formulation simpler compared especially to Hawranek's formulation. Finally, a sign mistake in one of Fritz's main formulas is pointed out.

1. BACKGROUND

Three German books, Sattler's "*Theorie der Verbundkonstruktionen*", Hawranek and Steinhardt's "*Theorie und Berechnung von Stahlbrücken*" and Fritz's "*Verbundträger*", written in traditional engineering style in the 1950's and early 1960's, form a firm basis for the analysis of composite structures. The cover pages of these books are shown in *Fig. 1*. All of them, however, are restricted to steel-concrete composite girders, which of course cover the major part of long-span girder structures common in big structures like bridges.

The theory behind, however, can easily be extended to multi-material structures that already exist when for instance fibre-based structure are developed in construction process. Such a new and unique theory is presented below.

2. MATHEMATICAL FORMULATION

Let us consider a girder, whose cross-section consists of n different parts having each its own material properties. Let the axial stiffness and bending stiffness of a general part i be C_i and D_i , respectively. Here D_i means bending stiffness with respect to the own principal axis of part i .

As common, the assumption of Bernoulli-Navier is supposed to be valid. That means that a plane perpendicular to the girder axis, here axis x , remains as a plane after the deformation of the girder. The consequence of this assumption is clearly shown in *Fig. 2*.

In *Fig. 2*, a longitudinal section of the girder studied is shown. The length of the section is considered to be 1 (number one), The coordinate axis system in a cross-section is chosen so

that axis y is pointing downwards and axis z is horizontal on the level of the reduced center of gravity axis of the cross-section according to the right hand's rule. Deformations due to shrinkage, creep, temperature changes, axial forces and bending moments around the z -axis, respectively, are considered. During deformation the vertical line originally at distance l from the section's left end is moved to the right and inclined. Consequently, each part of the girder is stretched and inclined accordingly.

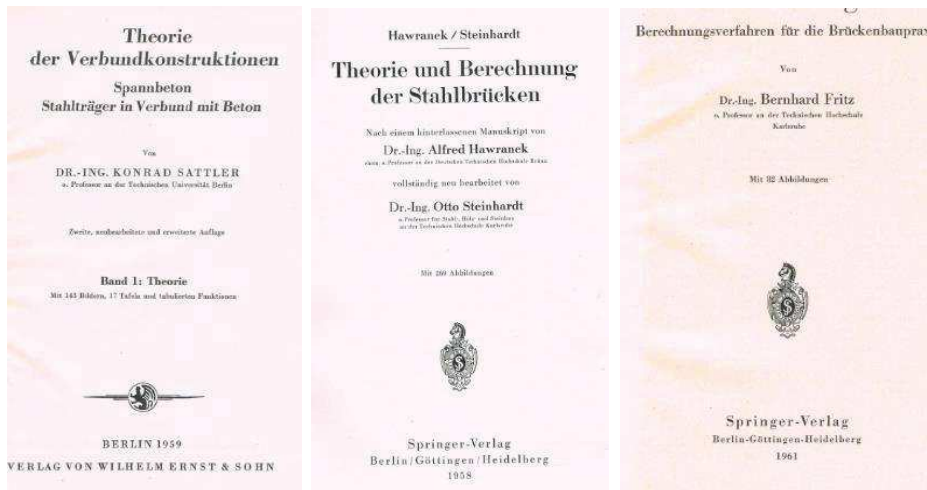


Fig.1. Cover pages of the books of Sattler, Hawranek & Steinhardt and Fritz, respectively.

The symbols used in Fig 2 are the following:

- i number of material
- n total number of different materials in the cross-section
- y coordinate measured from the reduced center of gravity axis of the cross-section
- y_i coordinate of the center of gravity axis of part i
- N_i axial force in part i
- M_i bending moment in part i
- ε relative axial elongation at the level of the reduced center of gravity axis
- ε_i^o relative axial elongation at the level of center of gravity axis of part i when no composite action exists
- κ curvature of the cross-section due to deformations.

Due to definition of the reduced center of gravity axis

$$\sum C_i y_i = 0 \tag{1}$$

where C_i denotes the axial stiffness of part i (equal to $E_i F_i$ in Fritz's formulation). For the whole cross-section

$$C = \sum_{i=1}^n C_i \tag{2}$$

and

$$D = \sum_{i=1}^n (C_i y_i^2 + D_i) \tag{3}$$

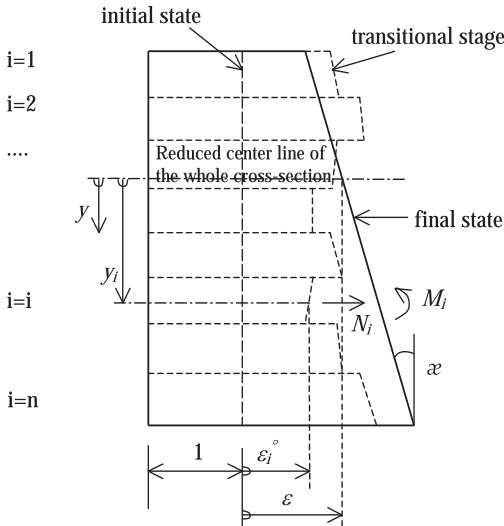


Fig. 2. Longitudinal section of the girder used to develop the present theory.

where C is the axial stiffness and D is the bending stiffness of the whole cross-section with respect to z -axis, respectively, and D_i is the bending stiffness of part i when bending occurs around its own horizontal center of gravity axis (the corresponding symbols used by Fritz are K for C and S for D , respectively).

Due to temperature changes, shrinkage or any other similar reason part i undergoes elongation or curvature so that the free relative elongation is ε_i° and the angle of curvature is κ_i° , respectively. To make the cross-section to remain plane (*Bernoulli's* assumption), in each part i axial force N_i and bending moment M_i are needed. If the final relative elongation on the level of the reduced center of gravity is ε and the final curvature is κ , then the constitutive equations related to part i have to obey the laws

$$N_i = C_i(\varepsilon - \varepsilon_i^\circ + \kappa y_i) \tag{4}$$

and

$$M_i = D_i(\kappa - \kappa_i^\circ) \tag{5}$$

Because no resulting forces or moments exist,

$$\sum N_i = 0 \tag{6}$$

and

$$\sum (N_i y_i + M_i) = 0 \tag{7}$$

Considering Eqs. (1), (2), (3), (4) and (5) it follows from Eqs. (6) and (7) that

$$\varepsilon = \frac{1}{C} \sum C_i \varepsilon_i^o \tag{8}$$

and

$$\kappa = \frac{1}{D} \sum (C_i y_i \varepsilon_i^o + D_i \kappa_i^o) \tag{9}$$

Finally, at any point of part i , the axial stress

$$\sigma_i = E_i [\varepsilon - \varepsilon_i^o + \kappa y - \kappa_i^o (y - y_i)] \tag{10}$$

where E_i is the modulus of elasticity of the material at the same point.

3. SPECIAL CASE 1: SHRINKAGE

Only one part r is elongated by an amount of ε_r^o , i.e. $\varepsilon_i^o = 0$, when $i \neq r$ and $\varepsilon_i^o = \varepsilon_r^o$, when $i=r$. For each value of i $\kappa_i^o = 0$. Thus, in this case,

$$\varepsilon = \frac{C_r}{C} \varepsilon_r^o \tag{11}$$

$$\kappa = \frac{C_r y_r}{D} \varepsilon_r^o \tag{12}$$

$$\sigma_i = \begin{cases} E_i \varepsilon_r^o \left(\frac{C_r}{C} + \frac{C_r y_r y_i}{D} \right) & (i \neq r) \\ E_i \varepsilon_r^o \left(\frac{C_r}{C} + \frac{C_r y_r y_i}{D} - 1 \right) & (i = r) \end{cases} \tag{13}$$

In bridge construction a common situation is that a girder consists of four materials at the most, namely concrete, steel, reinforcing steel and prestressing steel. In such structures only one material, i.e., concrete shrinks, but it causes elongation, curvature and stresses in all parts. These are mainly dependent on the properties of the shrinking material, but also of the stiffness properties of the whole cross-section. Only one formula, respectively, is needed to cover elongation and curvature, but for stresses it is not the case. One formula is needed to cover the stresses in the shrinking part and another one for the other parts, as shown by Eq. (13).

When comparing the latter formulation of Eq. (13) with the corresponding equation derived by Fritz (Fritz's Eq. (C.14)) one can notice a discrepancy between them. The sign of the second term of Eq. (13) is plus, but in Fritz equation it is a minus. According to the present author there is a printing error in Fritz's formulation, which, however, has been corrected later in Eq. (C.92).

4. SPECIAL CASE 2: UNEVEN BUT LINEAR CHANGE OF TEMPERATURE

As a second example let us consider a linear vertical change of temperature through the structure. Let us assume that temperature increase on the top level is t_o and on the bottom level t_u . The height of the structure is h and the coefficient of thermal expansion λ is equal in all materials (*Fig. 3*).

Based on the geometry shown in *Fig. 3*, the curvature and elongation values shown in Eqs. (14) and (15), respectively, are easily derived. Consequently, using Eqs. (1), (2), (3), (8) and (9), the results shown in Eqs. (16) and (17), respectively, are obtained. Finally, using Eq. (10), the important result shown by Eq. (18) is obtained. This means that when the temperature distribution is linear and all materials possess equal coefficient of thermal expansion, no internal forces or stresses are created in an internally and externally statically determinate structure, only deformations.

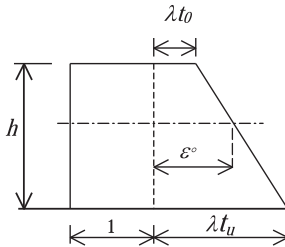


Fig. 3. Linear change of temperature and the symbols used.

$$\kappa_1^\circ = \frac{\lambda(t_u - t_o)}{h} \quad (\text{constan } t) \tag{14}$$

$$\varepsilon_j^\circ = \varepsilon^\circ + \kappa_1^\circ y_j \tag{15}$$

$$\varepsilon = \varepsilon^\circ \tag{16}$$

$$\kappa = \kappa_1^\circ \tag{17}$$

$$\sigma_j = 0 \tag{18}$$

5. CONCLUSIONS

Strictly speaking, the first composite structures were created, when the use of reinforced concrete beams and slabs was started in the late 1800’s. Such structures, however, were never considered or analysed as composite structures, and that is still the case today. The next step was two-folded: a concrete deck was cast on steel girders or a steel girder was imbedded into concrete. In the early 1900’s such structures were widely used in building and bridge construction, respectively. The interesting thing is that they were never analysed as a composite structure, although the composite action is obvious, as it was realized half a century later. To create a real composite action in girders, different connectors were developed and taken into use. Such connectors, however, were laborious to install and created fatigue problems in steel mainly because of many laterals welds in the upper flange of the steel beam. A considerable improvement was achieved, when simple stud bolts with small welds around the stud shaft and great working efficiency were developed and taken into use in the 1960’s. Another problem was the creep of concrete that diminished the efficiency of

the composite action as well and caused cracks in the concrete deck slab in the negative moment regions. The method to tackle those problems was to prestress the girder either by lifting it during the casting phase or by using prestressing tendons. Consequently a girder with four different materials was created and the theoretical studies and practical analysing methods developed by Sattler, Hawranek, Steinhardt, Fritz and others could be utilized. Later, in the 1990's, also other types of composite structures were developed, for instance wood-concrete composite girders. The same theoretical analysing methods are valid for them, too. The present author was strongly involved with that developing work and found it useful to extend the theory of composite structure analysis to cover all kinds of materials. Consequently the *generalized theory* for shrinkage and change of temperature analysis of composite cross-sections presented above was developed. At the same time it was worth of modifying the relatively complicated notations used by the earlier researches. By this way it is hoped that the understanding of the theory itself becomes clearer as well. Finally, as seen from Eqs. (8), (9) and (10), only three simple equations are needed to cover all possible cases for the analysis of a composite girder consisting of any amount of different materials and different types of cross-sections.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

The paper is devoted to the author's good friend and colleague, Professor Dr Géza Tassi, who always supported and encouraged the author in professional and private life endeavours. That would certainly be the case now as well, if he was aware of this paper.

Furthermore, the author's sincere thanks also go to Professor Dr György L. Balázs, who is the initiator of this paper, and the author's former Ph.D. student, Associate Professor Dr Tech. Bertalan Szabó, both from the BME, for their encouragement and assistance during the writing process of the paper.

ROTATION IN A PLASTIC HINGE AND THE BEARING CAPACITY OF A CONTINUOUS CONCRETE BEAM

Prof. Arkadiusz Madaj, PhD
 Katarzyna Mossor, MSc.
Bridges Department
Faculty of Civil and Environmental Engineering
Poznan University of Technology
 POLAND

1. INTRODUCTION

According to Eurocode 2, bearing capacity of a construction can be determined on the basis of theory of plasticity and theory of plastic hinges. It is assumed at the beginning, that the construction materials have sufficient ductility. Such rules concern also prestressed constructions, which can be treated as concrete constructions with an additional load from the prestressing force. To determine the load carrying capacity on the basis of theory of plasticity in statically undetermined constructions, it is necessary to set the way of failure. Estimation method based on plastic hinges can be carried out, assuming that all the deformations in post-elastic state occur at one point called a plastic hinge; whereas the other parts of construction remain undeformed. In an ideal plastic hinge the admissible rotation is unlimited and the hinge carries a constant value of a moment. However, the actual rotation is limited and moment redistribution should be also considered.

In practise we use more and more high strength concrete, just as prestressing and reinforcing steel has better strength properties (see fig. 1a,b). It is commonly know, that both steel and concrete become more fragile with the increase of strength and have lower limit elongations. As a consequence, the capacity for rotation and the ability to form a plastic hinge may be limited.

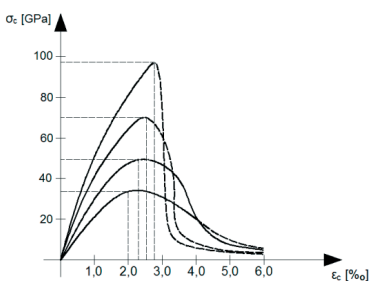


Fig. 1a σ - ϵ diagram for concrete of different strength

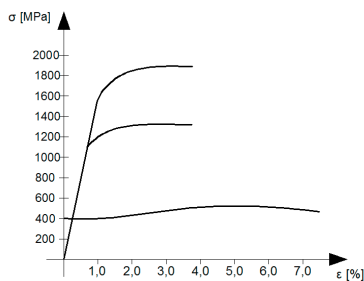


Fig. 1b σ - ϵ diagram for steel of different strength

2. PLASTIC ANALYSIS OF PRESTRESSED BEAMS, PLASTIC HINGE

In plastic analysis according to Eurocode 2 deformations preceding failure can be ignored, while it is necessary to analyse the capacity for rotation in a plastic hinge. If physical destruction due to overdraft of limit strains occurs before the constructions changes into a geometrically variable system, then a further redistribution of internal forces is not possible. That is why it is so important to determine the capacity for rotation in a plastic hinge, which is closely connected with limit strains of steel and concrete. In case of numerical analysis the fundamental factor is the strain-stress relationship.

Plastic hinge is a generalization of a concept of elastic hinge; elastic hinge carries a constant value of bending moment equal to zero, whereas plastic hinge carries a constant value of bending moment equal to plastic moment. There is a rotation ability in both cases. As long as the hinge remains able to carry load, it is called an active hinge.

In theoretical analysis plastic hinge in a beam is often described in a point form. However, the plasticized area has an actual length, called the equivalent length of a plastic hinge l_p . Fig. 2 shows a cantilever beam in a limit state (2a), moment diagram (2b) and curvature diagram (2c). The lined part of l_p length is the area, where the value of bending moment is beyond the value of elastic moment, ϕ is the section rotation ($\phi(x)$ is the rotation at distance x from critical cross-section and ϕ_p is the plastic rotation). The equivalent length of a plastic hinge follows form:

$$l_p = \frac{1}{\phi_u - \phi_y} \int_0^{l_p} [\phi(x) - \phi_y] dx \tag{1}$$

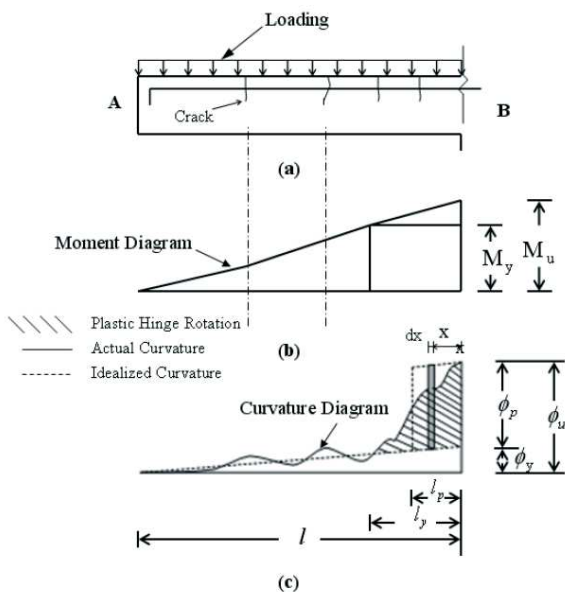


Fig. 2 Illustration of the equivalent length of a plastic hinge [9]

Cross-section rotation can be described then as follows (see fig.3):

$$\phi = \operatorname{tg}\alpha = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (2)$$

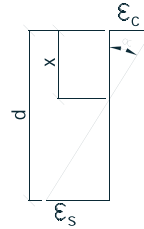


Fig. 3 The strain diagram to determine the cross-section rotation

According to Eurocode 2 a plastic hinge with the equivalent length should be considered, instead of a hinge in a form of a point. It is acknowledged, that the length of such area is equal to 1,2 height of the cross-section (fig. 4). It is assumed that in these areas plastic hinges can be formed under a certain load combination. If it can be proved, that under a certain load combination the value of rotation angle is not beyond the boundary value of rotation angle $\theta_{pl,d}$, it can be stated, that the requirements concerning plastic rotation in ULS are fulfilled.

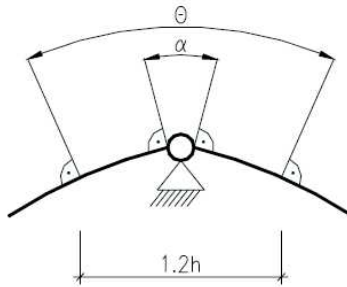


Fig. 4 Diagram to determine the equivalent length of a plastic hinge

3. ROTATION IN A PLASTIC HINGE, ROTATION CAPACITY

The plastic rotation according to Eurocode 2 follows form:

$$\theta_{pl,d} = \int_{-l_p/2}^{l_p/2} \frac{\Delta\varepsilon(a)}{a-x(a)} da \quad (3)$$

where:

$\Delta\varepsilon(a)$ mean reinforcement strain in excess of that at first yield,

D effective depth,

$x(a)$ depth of the compression zone,

a represents the longitudinal position within the length l_p .

Fig. 5 shows a concept of a plastic hinge with stress and strain diagrams at different locations in an actual plastic hinge. It is necessary to point out, that such situation is appropriate only

for an optimally designed cross-section. Fig. 6 shows possible strain diagrams at failure, depending on steel and concrete properties.

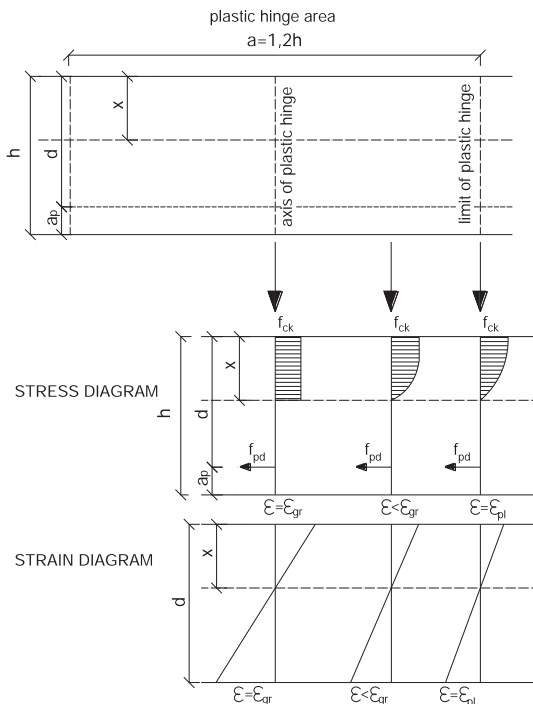


Fig. 5 Concept of a plastic hinge in a reinforced concrete beam

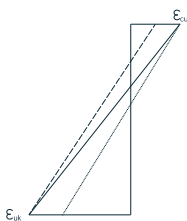


Fig. 6 Possible strain diagrams at failure

- simultaneous failure of concrete and steel
- - - - - failure of steel before concrete (small x/d)
- - failure of concrete before steel (large x/d)

The capacity for rotation is an ability to form a plastic hinge. If a loss of stability occurs before reaching the plasticizing load, then the rotation capacity is limited. The rotation capacity can be described by the coefficient of plastic rotation R (see fig. 7): its measure is the increase of the value of rotation angle at plastic hinge formation to the value at failure. The coefficient of plastic rotation follows form:

$$R = \frac{\varphi_{rot} - \varphi_{pl}}{\varphi_{pl}} \quad (4)$$

where:

- φ_{rot} boundary value of rotation angle at failure,
- φ_{pl} value of rotation angle at plastic hinge formation.

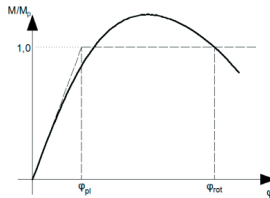


Fig. 7 Diagram presenting the admissible rotation in a plastic hinge

The capacity for rotation depends on many factors, such as:

- cross-section geometry,
- the definition of plastic and limit curvatures,
- material features,
- extent of reinforcement,
- cracks,
- σ - ϵ relationship,
- adhesion of steel and concrete,
- support conditions,
- type and size of load.

Further, we will focus on two factors: cross-section geometry and limit strain values.

4. THE INFLUENCE OF CHOSEN FACTORS ON ROTATION CAPACITY

According to the recommendations included in the norm, limit strain in concrete equals 0,35% and 1% in steel. The value for steel is rather conservative. Eurocode introduces such strict restrictions on one hand, but on the other demands to use steel of high ductility (limit elongation at maximum force $\epsilon_{ud} > 3,5\%$). Additionally, the limit strain ϵ_{ud} can be considered equal to 2%, in case of lack of more precise data. It is therefore questionable, if the value of boundary strain equal to 1% is not too low for moderns prestressing, high quality steel.

On this basis an analysis was carried out: how the admissible rotation angle of a cross-section increases at different values of limit strain in steel (1%÷3,5%) with constant limit strain in concrete equal to 3,5% (Fig. 8).

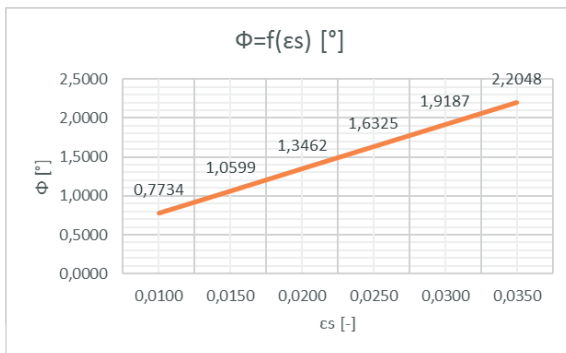


Fig. 8 The increase of rotation angle depending on set limit strain in steel, at limit strain in concrete equal to 3,5%

Further, we will analyse the coefficient of plastic rotation. It can be done separately for steel and concrete, but later has to be considered jointly. Below is a calculation example for concrete with limit strain equal to 0.35%. Tab. 1 shows results for different limit strain values according to Eurocode 2 depending on the class of concrete (Fig. 3).

concrete		
ϵ_{pl} [%o]	ϵ_{rot} [%o]	R_c
2,2	3,5	0,59
	3,1	0,41
	2,9	0,32
	2,7	0,23
	2,6	0,18

$$\varphi_{pl} = \frac{\epsilon_{pl}}{X} = \frac{2,2}{X}$$

$$\varphi_{rot} = \frac{\epsilon_{rot}}{X} = \frac{3,5}{X}$$

$$R_c = \frac{\varphi_{rot} - \varphi_{pl}}{\varphi_{pl}} = \frac{\frac{3,5}{X} - \frac{2,2}{X}}{\frac{2,2}{X}} = 0,59$$

Tab. 1 Coefficient of plastic rotation for different limit strains in concrete

Both examples indicate how strongly the limit values set in the Norm affect the calculation results. The given in Eurocode 2 initial assumptions concerning limit values and material properties have fundamental impact on the calculation of the construction bearing capacity.

Presented results concerned only the influence of limit strain values on the rotations. However, the section geometry and the depth of the compression zone are crucial for the rotation capacity. Usually the decisive part is concrete, but in some cases of heigh cross-sections, the strain overdraft can occur in steel. Depending on the ratio of the effective depth to the depth of compression zone strains in steel were calculated according to (5), for constant strain in concrete equal to 0.35%. The result show (Tab. 2 and Fig. 9), that for the ratio $d/x=3.86$, strains in steel reach the boundary value and beyond that limit the overdraft will occur due to steel.

$$\epsilon_s = \left[\frac{d}{x} - 1 \right] \cdot \epsilon_c \tag{5}$$

ϵ_c [%o]	d/x	ϵ_s [%o]
3,5	2,0	3,5
	2,4	4,9
	2,8	6,3
	3,2	7,7
	3,6	9,1
	3,86	10,0
	4,0	10,2
4,4	11,9	

Tab. 2 Strain in steel depending on the d/x ratio

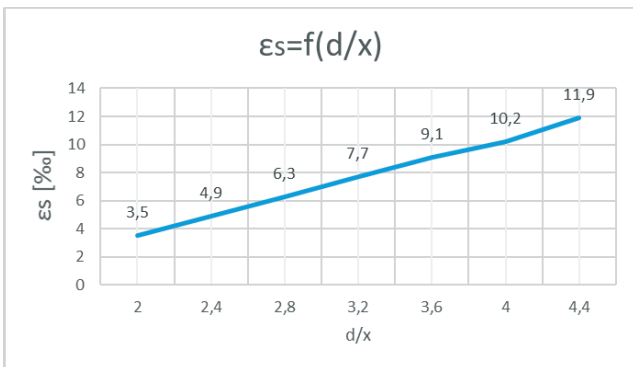


Fig. 9 The diagram of strains in steel depending on the d/x ratio

5. RECAPITULATION

Bearing capacity estimation method based on the theory of plastic hinges (static method) requires to determine the rotation capacity in a potential plastic hinge. In engineering calculations we use material properties set in the norms, including limit deformations, therefore it is crucial to define them properly. By carrying out the rotation capacity analysis we point out the importance of this issue. How the rotation capacity influences the calculation of the bearing capacity of the constructions shows an example of a two span beam, loaded with a force in the middle of one span (fig. 10), in which plastic hinges were formed in the middle of the first span (under the force) and at the middle support. It presents how the deformations in a construction limit state, analysed as a system of infinitely stiff solids, influences rotations in particular hinges. If the rotation capacity is exceeded in any plastic hinge before the construction turns into a geometrically changable system, the construction will fail due to stalin overdraft. In [11] the authors presented such analysis, based on the Eurocode 2 guidelines, for few chosen continuous prestressed concrete beams, proving that depending on the beam geometry, its static system and the way of load, not considering limited rotation capacity can lead to overestimation of bearing capacity to several dozen percent. That is why the limit values and material properties given in Eurocode 2 have fundamental impact on the bearing capacity of constructions.

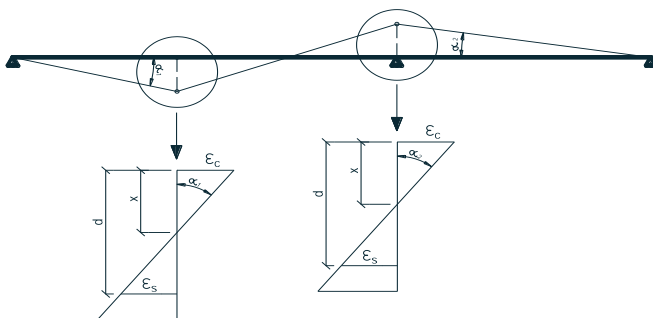


Fig. 10 The influence of construction deformation on the rotation in particular cross-section for a 2-span beam with two plastic hinges

6. BIBLIOGRAPHY

1. Borkowski A., *Static analysis of bar systems in elastic and plastic area*, PWN, Warszawa – Poznań 1985. [in Polish]
2. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings.
3. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete Bridges.
4. Garstecki A., Ścigało J., *Designing RC continuous beams accounting for plastic redistribution of moments*, Foundations of Civil and Environmental Engineering, No.6, Poznań 2005.
5. Gawęcki A., *Materials and bar constructions mechanics*, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1998. [in Polish]
6. Hendy C.R., Smith D. A., *Designers' guide to EN 1992-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges*, Thomas Telford, Bodmin 2007.

7. Hodge P.G., Jr., *Plastic analysis of structures*, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York 1959.
8. Jędrzejczak M., Knauff M., *Rotation angles in plastic hinges in RC continuous concrete beams depending on the degree of moment redistribution*, Inżynieria i Budownictwo No. 12/2007, p. 664-666. [in polish]
9. Kheyroddin A., Naderpour H., *Plastic Hinge Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beams*, *International Journal of Civil Engineering*, Vol.5, No. 1, March 2007, p. 30-47.
10. Lopes S.M.R., Bernardo L.F.A., *Plastic Rotation capacity of high-strength concrete beams*, *Materials and Structures*, Vol.36, January-February 2003, p. 22-31.
11. Madaj A., Mossor K., *The bearing capacity of statistically undetermined prestressed concrete beams according to Eurocode 2*, *Archives of Institute of Civil Engineering*, No. 18/2014, p. 73-91. [in Polish]
12. Universität Stuttgart, Combri – Handbuch Brücken. Teil I: Anwendung von Eurocode – Regelungen, Stuttgart 2008 [in German]

MECHANICAL CONNECTION FOR REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Béla Magyari

pensioner

H– 6000 Kecskemét, Bánk bán u. 10.

SUMMARY

Pressed sleeve splices of reinforcing and prestressing bars were thoroughly investigated. The most important characteristics of these splices based on laboratory tests are shown. For plain – not embedded – splices the force-slip relations are given. The behaviour of beams under sustained and fatigue load has shown no remarkable change if the reinforcement was spliced. The same statement could be declared considering the fatigue tests with large diameter embedded bars having a „precast” crack. Practical application of pressed sleeve splices is demonstrated.

1. INTRODUCTION

For splicing ribbed reinforcing bars, threaded GEWI bars and similar reinforcements, many mechanical methods are known worldwide. From among these the pressed sleeve splices have exceedingly good properties by virtue of their simplicity and easy applicability both for reinforcing and prestressing steels. The pressed sleeve splice is a symmetric connection. At this connection the splicing sleeve is pressed on a level of yield stress of the ribbed bar. During this procedure the ribs of the bar will be embedded in the wall of the sleeve (Fig. 1). The method is suitable both for site and prefabrication plant application, too. (Magyari, Odor, Tassi 1981).

2. ON THE MECHANICAL SPLICES

The classical form of mechanical splicing of bars is the threaded splice. Several years ago the cut and rolled threads were fully replaced by hot rolled threaded splices (GEWI threads). Among the mechanical connections one of the most widespread one is the pressed sleeve splicing. These show some similtude to the splices using hot rolled threads, but here the ribs

are embedded into the sleeve without any joint gap. Besides, due to pressing the residual ring stresses influence the internal forces of the splice advantageously.



Fig. 1 Pressed sleeve splices

3. EXPERIMENTAL ANALYSES OF PRESSED SLEEVE SPLICES

Test were designed for hot rolled arrow-ribbed reinforcing bars. Their nominal yield point was at 400 N/mm^2 , the nominal ultimate stress 600 N/mm^2 (type B60.40.). The effective yield stress was between 420 and 460 N/mm^2 . For the test bars of 12, 22, 25, 28 and 40 mm diameters were used. At the splices has been applied prestressing bar of B St 70. The type of the sleeve was chosen so that its yield stress should be less at least by 20 % than that of the bar. The effective yield stress of the sleeve ranged from 280 to 320 N/mm^2 . More than 500 test specimens were made for B60.40. reinforcing bars of 12, 22, 25 and 28 mm diameters. The quality of the steel applied for the sleeve was A38 and A50 (the number after the letter „A” is the nominal ultimate stress in $0,1 \text{ N/mm}^2$). During the pull-out tests at each load level the slip was measured between the butt end of the sleeve and the bar. Each splice has shown an elastic behaviour up to a slip of $0,15 \text{ mm}$. The needed splicing length was determined accordingly. The results of pull out tests proved to be excellent.

Changing parameters were the bar diameter, the sleeve length, the pressing force and the strength of the sleeve material. At the splicing of bars B60.40. with 60° arrow ribs in each case failure did not occur until above nominal ultimate stress of the steel. Bars type B50.36. with 30° spiral ribs were tested, too. Due to the slipping they failed, because the same tool has been used for these bars of 25 and 40 mm diameters as was used for the bars B60.40. with 60° arrow ribs. When, however, additional ribs of 90° were applied first to the ends of the bars to be spliced the procedure mentioned above resulted in sufficient behavior. A series of tests with splice of DYWIDAG prestressing steels were carried out, too. The splices proved to be correct for the bars got broken.

Testing results demonstrate the discussed method is well applicable from the point of view of load capacity. The practical application influences the detailing to make enough space for the splice in the ducts etc. .

Pressed sleeve splices have their application field in structures under frequently repeated load (bridges, crane girders, etc.). By the way from the behaviour under repeated load we can conclude to the resistance to earthquake. In our test program we had spliced specimens, beams reinforced with splices bars and spliced bars embedded in concrete (Fig. 2).

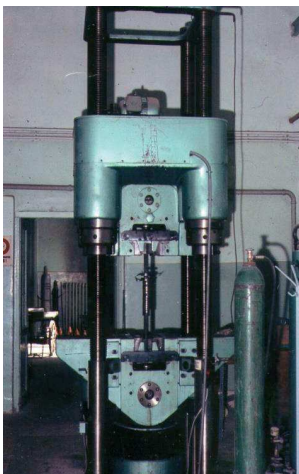


Fig. 2 Fatigue Test at the Budapest University of Technology

Pressed sleeve splices were exposed to a high number of pulsating stress alternations where the lower limit of tensile stresses was uniformly 50 N/mm^2 . The upper limit was changed as long as at least one of the six specimens attained not more than two million repetitions. The results of tests on bars of 40 mm diameter were satisfactory, as well. Also deformed bars of type B50.36. were tested with splices. These bars are to be indented at the splices to obtain an equivalent load capacity. These are, of course more sensitive to fatigue because of cold formed notches. Therefore the fatigue limit of the basic material has to be reduced to 75% of the original value. Two types of experiments were carried out to analyse how the splice influences the crack width in the neighbourhood of the splice in case of repeated load. The behaviour of beams with spliced and unspliced reinforcement under a high number of alternating load was examined. Each pair of beams was exposed to two million repetitions of fatigue loads generating lower and upper stresses of 59 and 203 N/mm^2 in the bars. In the examined cases crack patterns and load capacity after fatigue tests of spliced and unspliced beams do not differ for less than two million repetitions of a pulsating tensile stress amplitude below 75 N/mm^2 in tensile bars. Spliced steel specimens of type Bst 42/50, at 40 mm diameter, were embedded in concrete prism of square section of 150 mm width and 1120 mm length. A crack in the concrete was made artificially at the butt end of the pressed sleeve. The test was aimed to determine the pulsating tensile fatigue limit, in order to demonstrate indirectly the relative displacement between bar and sleeve at the sleeve butt end vs. load repetition number (Magyari, Tassi 1982, 1993). Test results of six such specimens have shown no remarkable effect as for the splices. It is very complicated to calculate the internal forces of the splice. Using a one-dimensional model the phenomenon can be described (Magyari, Rózsa, Tassi 1985).

4. PRACTICAL APPLICATION

The pressed sleeve splices were applied in Hungary to replace welded connections for deformed bars, mainly at precast concrete skeleton and panel buildings. It is remarkable that more than 300.000 such splices were used in an earthquake zone of 6 degree according to the MCS scale (Fig. 3).



Fig. 3 Mounting of Panel Elements with the Aid of Sleeve Splices

Connected with the industrialized construction system for the protruding reinforcement between the precast elements pressed sleeve splices were used for ribbed bars of 12-40 mm diameters. For site splicing a mobile pressing equipment was applied. For special requirements pressed sleeve splices also were used combined with threaded joints. At concrete panels and frames for housing purposes all bars were spliced safely with the same cross section.

Beside the application both at industrial and public buildings and houses the method was applied in bridge construction, too. Reinforcing bars at the intermediate support cross girders were spliced using pressed sleeves. These members enabled the prestressed concrete multi girder bays to work under live load as continuous structure. At bridges the detailing was made so that at one certain cross section only every second bar was spliced (Fig 4).



Fig 4 Splicing of the reinforcement in a concrete bridge

5. CONCLUSION

It was stated that pressed sleeve splices have an equivalent strength to the original reinforcing or prestressing bars as for the tested cases. This kind of splice satisfies the requirements of structures under fatigue, too. A mathematical model of the splice and its analytical treatment rendered possible to find the internal forces of the system from the simply measurable slip at the butt end of the sleeve. The pressed sleeve splices can be well applied for site joints of skeleton and panel buildings, as well as at bridges and different structures also in seismic regions.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

Professor Dr. Géza Tassi is due the inevitable merit, that I succeeded to be also researcher beside my constructional and productional engineering career. Thus, I am deeply indebted to him, for his important and relevant remarks that influenced my research activity. An other mutual subject was the fibre reinforced concrete (Magyari, Tassi 2007). The manager of the ARCHIMED Kft., Mr. József Szlivka contributed with an important cooperation for the same subject (Magyari, Szlivka, Tassi 2002, 2006). After 2005 the manager of the ARGOMEX Kft., Mr. János Kozák joined to the subject of fibre reinforcement both in manufacturing and in the laboratory tests (Kozák, Magyari, Tassi 2008, 2011). I am very grateful for both mentioned colleagues concerning the excellent cooperation with them and I wish for them a successful activity for the future, too.

7. REFERENCES

- Kozák, J. and Magyari, B. and Tassi, G. (2008), „Fibre reinforced concrete elements for urban building facades”, *CCC2008 Proceedings*, Opatija, Croatia, 2008, pp. 469...474.
- Kozák, J. and Magyari, B. and Tassi, G. (2011), „Cornice and Wall Covering”, *CCC2011 Proceedings*, Balatonfüred, Hungary, 2011, pp. 393...396.
- Magyari, B. and Ódor, P. and Tassi, G. (1981), „Sajtolt csőhüvelyes betonacél toldások és alkalmazásuk vasbeton gerendában”, *Magyar Építőipar*, XXX. 1981/5, pp. 267...273.
- Magyari, B. and Rózsa, P. and Tassi, G. (1985), „Matrix analysis of a one-dimensional discrete problem. Forces in a pressed sleeve splice”. *Acta Mechanica* (Wien), 56. 1985/1-2, pp 17...22.
- Magyari, B. and Szlivka, J. and Tassi, G. (2002), „Recycling of wire ropes for RC, PC and FRC structures *Proceedings of the fib Congress*, Osaka, 2002, Volume 2. S. 10. pp. 25...26.
- Magyari, B. and Szlivka, J. and Tassi, G. (2002), „Acélkötekek újrafelhasználása betonok szálerősítésére”, *BME Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, 2002, pp. 183...190.
- Magyari, B. and Szlivka, J. and Tassi, G. (2006), „Bond of steel to fibre reinforced concrete using recycled steel fibres” *BME Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, 2006, pp. 193...200.

- Magyari, B. and Szlivka, J. and Tassi, G. (2006), „Acélok újrafelhasználása és betonok szálerősítése” *Konferencia Kiadvány*, X. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Csíksomlyó, 2006, pp. 327...330.
- Magyari, B. and Tassi, G. (1982), „Fatigue of Reinforcement with Pressed Sleeve Splices”, *IABSE Report 37. 1982*, pp. 265...271.
- Magyari, B. and Tassi, G. (1993), „Mechanical connections for reinforced and prestressed concrete elements”, *Proceedings of the FIP Symposium Kyoto*, 1993, pp. 101...108.
- Magyari, B. and Tassi, G. (2007), „Effect of non-metallic fibres on the concrete properties” *Proceedings of the fib Symposium, Dubrovnik, 2007*, pp. 367...374.
- Magyari, B. and Tassi, G. (2007), „Application of glass metal fibres to improve the resistance of concrete”, *CCC2007 Proceedings*, Visegrád, 2007, pp. 245...249.

A TRIBUTE TO PROFESSOR GEZA TASSI'S LIFETIME WORK: A REAL REINFORCED CONCRETE TOWN, CHIGAGO, ILLINOIS, USA.

G. Robert Steiner, Registered Structural Engineer, Chicago, Illinois
gr1958@aol.com

I sort of inherited my connection to our distinctive celebrant. For a long time I was a structural project engineer in the Chicago office of fellow Hungarian-born George A. Kennedy who had close professional and personal connection to Professor Tassi. They helped each other organizing lectures and developing personal connections during their respective visits in Hungary and in the United States.

Our office was one of the handful of Chicago design offices that actively promoted the use of reinforced concrete in high-rise construction. Interestingly, these offices in Chicago were headed by immigrant engineers. One was led by a Czech immigrant, one by a German man and two of the offices by Hungarians (one was from Transylvania). Based on American traditions, and partially by the then-existing technical limitations, United States high-rise practice was favoring structural steel construction, certainly helped by the institutionalized design handbook and standardization, first established by the Carnegie concern. But eventually, concrete made strong headways, helped by the publications of the Reinforced Concrete Steel Institute (CRSI) handbook and the research and scientific work of the near-Chicago based Portland Cement Association (PCA). A very detailed Concrete Code was worked out by the American Concrete Institute (ACI) in Detroit, MI. The PCA has also provided computer services to assist design work in this time period. Because of these pioneering innovative engineers in the city, - boldly using increasingly higher and higher strength concrete - Chicago was way ahead of such well-known "skyscraper" cities as New York, when it came to tall concrete buildings. (Incidentally, the very first "skyscraper" - framed building - was in Chicago, with 14 stories). An excellent local firm - Material Service - was also an important contributor, supplying ready-mixed concrete to many construction sites simultaneously. That made it possible to often pour two flat-slab floors in a single a week in many of the buildings.

It is my pleasure to make this modest contribution to the celebration of Professor Geza Tassi, by pointing out how generously and innovatively was his favorite material - reinforced concrete - used in Chicago that said to be America's architecturally most significant and exiting city. From the 1960's on, many record tall concrete buildings were created here, among them the 74-story Water Tower Place (shopping mall / hotel / residential); the 70-story Lake Point Tower, the 55-story 1000 Lake Shore Drive, the 60-story Marina City Towers (all residential), and numerous others. The fortunate combination of reinforced concrete pioneering research, truly bold engineering and efficient constructing executions made Chicago at that time the "Concrete Capital of the World" and I think that I was justified calling it so during a lecture I gave at the University of Illinois.

In the following few pages I am presenting photographs of some of the Chicago buildings I mentioned above. I feel honored to also be able to show a few of my own structural designs. American design practice often involves large offices where a given architect or engineer has a chance to work only on a small part of the project at hand. But because I worked in smaller offices, as Project Engineer, I was often responsible for the design of all the structural elements of a whole building.

Reinforced concrete, of course, has many ingredients and came a very long way since those flower beds of that French man. The list of those who helped it along the way is very long indeed. But among the most important "ingredients" of this development were those who educated the new generations of engineers and enthusiastically distributed knowledge about this wonderful material. Our celebrant, Professor Tassi was among them. His achievements can only be compared with the value of the highest strength of concrete ever produced - even in Chicago...



Downtown Chicago viewed from Lake Michigan. In the foreground at the center is Navy Pier (1916), a kilometer-long entertainment center with movies, theaters, children's museum, Ferris wheel, etc. (The very first Ferris wheel was created by George Ferris for the 1893 World Exposition in Chicago)

At lower right is a Water Filtration Plant, serving Chicago and many of its 80 suburbs, - the world's largest. (1958). The hundreds of bar detail drawings for this major reinforced concrete installation were prepared in the office of Paul Rogers, a Hungarian immigrant engineer from Transylvania - my first job here.



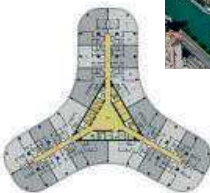
Water Tower Place (1975).
78 stories, 262 meters tall.
360 condominium apartments,
8-story upscale mall, with over 100
stores and restaurants.

Architect: Edward D. Dart of Loeb
Schlossman Bennett and Dart,
and the Ritz-Carlton Hotel.

The building is named after the still existing nearby water tower, (seen on the photograph) which, with its stone facade, is the only structure that survived the devastating 1871 Chicago fire that destroyed the entire downtown area.



Lake Point Tower
(1968).
70 stories, residential, 197 meters tall.
Architects: George Schipporeit and John Heinrich.



At the time of its completion it was the tallest concrete apartment building in the world. The two young designers were students of Mies van der Rohe at Chicago's Illinois Institute of Technology where the famous Bauhaus architect was teaching. They worked in his office. The building is a typical "Mies building".



1000 Lake Shore Plaza Condos.

Architect: Sydney Morris
55 stories, 180 meters tall.

The building was intended to offer sophisticated, quiet and luxurious city living. At the time of its construction (1964) this too was the tallest concrete apartment building in the world. And it used the highest strength concrete ever created. The structural engineer was William Smith, a German immigrant who came to America as a printer and re-educated himself as a structural engineer. In a family-type operation, in his office he worked with his daughter and with his son-in-law - both of them structural engineers...

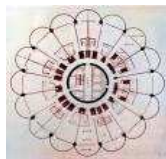
Currently, the condominium apartments - overlooking a very pretty spot of Lake Michigan, sell for one-half to 2 million dollars. There are only 2 or 3 units per floor in the otherwise not too attractive building.





Marina City - Completed in 1968. (Nicknamed corn-cobs)
Two 60-story residential buildings, also have some commercial areas and a theater. The lower third used for parking (1152 cars). Buildings diameter is 39 m., height is 179 meters.

Architect: Bertrand Goldberg (designed many round-shape buildings).
Structural Engineering was done in the Goldberg office; one of the consultant engineers was the Hungarian immigrant Frank Kornacker.



Chicago has not ran out of unusual ideas for buildings. One of our latest is **The Aqua Tower**, on the lakeside. Although the Architect of Record is Loewenberg & Associates, the actual designer was the Studio Gang Architects, lead by Jeanne Gang. In 2009 when the skyscraper Aqua was completed, at 262 meters, the 82-story building was the third



tallest in the world to have a woman as lead architect. It was her first skyscraper project, and it is the largest project ever awarded to an American firm headed by a woman.

Gang varied the cantilevered lengths of the balconies (extending up to 3.7 m) and thus created an undulating facade, lending the building an unusual sculptural quality.

Although the building is essentially residential, (739 units, a mixture of rentals and condos), it does have over 5,000 m² retail and office space and 215 hotel rooms.



In the following pages I will present some of the buildings for which I was the structural Project Engineer. Although occasionally I did have assistance by Design Engineer, the responsibility for the design of all structural elements was mine.



111 East Chestnut St, renamed: Elysee Gold Coast Condominium by the Owner.

Architect: Solomon, Cordwell, Buenz.
Structural Engineers: CBM, Inc.
Built in 1971 - 1972.

444 condominium units, 56 stories.
Even with its 161 meter high, it is only the 69th tallest building in Chicago. It is located very close to the old surviving water tower in the city's prime area.



Although the nickname of Chicago is "The Windy City"- and there is indeed some, though mostly moderate, wind in the city, the name has nothing to do with that natural phenomenon. The city was so nicknamed by a New York newspaper man and it had political meaning at the end of the 19th century - alas, it is still applicable today...Wind forces are, nevertheless a major issue for a tall building such as this. The stability of the soil is also in the picture. The largest earthquake occurring in the United States did not happen in vulnerable California, - it happened about just 600 km from Chicago, by the New Madrid Fault, in 1811. But for political and economical reasons, the City Code exempts the designs from series considerations for earthquakes. Thus the largest natural force a structural engineer here has to consider - besides gravity - is wind.



A major structural problem with this building was the fact that a 47 story high tower sits on top of a 9 story garage and its columns do not continue down through that garage into the foundation. Thus I had to create huge cantilevers (5.1 m deep, visible on the photo, left, above). Each picks up one exterior and one interior column of the tower; this is repeated on every column line along the length of the building. The loads are then transferred to just two columns, which do go down to the foundation. The exterior columns of the garage itself is just carrying that parking building only. The floors are 17.8 cm thick flat slabs. A 2440 mm deep beam picks up all the closely-spaced exterior columns along the entire perimeter. At some locations three huge concrete arms stabilize the whole structure, extending over the entire width of the garage. These are highlighted on this photo, just above.

While truly superhigh buildings, such as Chicago's John Hancock Building or the Willis Tower (formerly Sears) do go down to rock with their foundations, at approximately 50 meter deep, most of the high rise buildings are founded on an extremely good load-bearing layer of clay, called "hardpan", much higher up. This layer is reached by drilling holes that are filled with concrete. Under each column - sometimes involving huge underground transfer girders between them - such piers transmit the loads to the soil.

In high-rise design there are many unusual factors in the picture. Because of the very long column elements along the full height of the building the phenomenon of concrete shrinkage is also coming into play and these, however slight movements, do generate additional moments at their juncture with the horizontal beams or slabs.

The comfort of the occupants must also be considered. It is assured by building stiffness, effecting the frequency of waving and a good height-to-width ratio. (Even seeing a slight movement of the standing water in toilets could be upsetting for some people). This tower is only 14.3 meter wide, quite narrow.



River Plaza

This is a 56-story 678 unit residential condominium in the very heart of Chicago. Built in 1976-77, 160 meter high, the 74th tallest in the city. Architect: Gordon & Levin, Structural Engineers: CBM, Inc.



One of the engineering challenges with this building was with its foundation. In the late 1880's downtown Chicago had an extensive unique tunnel system, - about 80 km long! - underneath the downtown area which was used mostly for deliveries of goods for the department stores. A narrow-gage railroad ran below the streets and went even under the Chicago River. River Plaza is located right at the river and I had to devise ways to avoid the tunnels with the drilled concrete pier foundation.

The very capable and experienced Contractor was able to pour 2 floors every week. The floors are flat slab; they span over the approximately 4-meter spans with their 15 cm thickness. There are 3 shearwalls providing stiffness and stability, but I also needed the additional stiffness provided by the exterior columns. A dispute developed with the Architect who, naturally, did not want intrusions of even small amounts from these columns into his living rooms. After a Friday meeting he said: do what you can, but no intrusions! I was really in a bind. At that weekend there was a very unusual storm in the city, with 70 km/hr winds. (It comes every 10 years). Mr. Levin's 34th story penthouse apartment in his rather narrow buildings was noticeably waving a bit during the night.... Monday morning he called me and said: "do it!" Do what? - I asked. "Those (*) columns! - I was scared last night and now I know what you are talking about regarding stiffness..." The entire facade is exposed aggregate concrete which holds up well even in the extreme Chicago weather, though after a few years, it tends to turn unsightly.



The Dunes Hotel and Casino, Las Vegas, NE

Architect: Milton Schwarcz, Structural Engineers: CBM, Inc.

It is a bit like attending one's own funeral: I saw on television when this 22-story hotel I designed structurally was demolished! It opened in 1961 and was imploded in 1993 to make room (this is America!) for a larger and even more ambitious development: the Bellagio. This too was a flat slab construction. We had to stop the construction when the 28-day concrete test showed vastly inferior concrete strength for some columns at the 17th floor...



1212 Lake Shore Dive

Architect: Berencik, Conte and Associates, Structural Engineers: CBM, Inc.

This 36-story condominium on the city's elegant Lake Michigan shore, built in 1973, is designed in a European style. There are only 2 units per floor. The swimming pool on the top floor presented some problems because of the height limitation rules effected the structural thicknesses with which I had to work.





1100 Lake Shore Drive

47 stories, built in 1977.
Architect: Harry Weese and Associates.
Structural Engineers: CBM, Inc.

One of the narrowest highrises in the city. It has no shear walls, stiffness is provided by a concrete core and by the closely spaced exterior columns. (The building next to it had a very capable Schwabian structural engineer from Hungary: Fred Wiesinger).



swissôtel CHICAGO

Architect: Harry Weese and Associates,
Structural Engineers: CBM, Inc.
Opened in 1982, located along the river near the lake.
This is a triangular-shaped 43-story hotel building with a substantial triangular concrete core.
It has 632 rooms and 11 elevators. The fitness center on the 42nd penthouse floor gave me some problems for the design with its very large pool.



Clark / Wrightwood Apartments

Architect: Alper & Alper Associates
Structural Engineers: CBM, Inc.
1980.

This is a moderate-sized, modern-style building, designed by a small architectural firm, which boldly uses huge exposed concrete surfaces. It is a handsome apartment building with no structural engineering issues. There is plenty of stiffness here...

One negative aspect here is the fact that the extensive solid side wall, - visible on the photo - reaching street level at a curving street. So, just before the drivers would make their turn, they get the impression that their way is blocked by a solid concrete wall...



This 47-story building was built in 1975 at a site (540 N. Michigan Avenue) where earlier a beautiful art-deco styles building stood which was one of my favorite in Chicago. So ending up being the Project Engineer for this building was somewhat painful for me.

Architect: Harry Weese and sociates,
Structural Engineers: CBM, Inc.

Marriott Corporation exerted strong interference with the architectural design and upon its completion it furnished the common areas in such a way that Mr. Weese actually “disowned” his involvement with the entire project..

The building is located on the Chicgo’s most elegant and upscale avenue, they call with pride: “The Magnificent Mile”.(And it is...)



North Pier Apartment Tower

Built in 1990-91, 61 stories, 177 meter high.

Architect:
Dubin, Dubin Black & Moutoussamy
Structural Engineers: CBM, Inc.



This was my last structural engineering job before I joined McGraw-Hill (Sweet’s Catalogs Division) as a Senior Architectural / Engineering Consultant. It is unfortunate that my last job was a truly ugly building.

During one of our meetings I told the Owner: located right across the award-winning beautiful Lake Point Tower, you have a moral and asthetic obligation not to come up with this ugly red brick facade over 61stories. He said: OK, just give me 6 million dollars and I change it immediately. Reluctantly I then had to inform him that at last my count I had only 5,999,999 dollars. He said: sorry, it wouldn’t do...- So, we now have to endure this ugly building at a beautiful location.

It is of the usual flat-slab construction. Its generous side sizes made handling the wind forces a relatively easy job. The garage under the building accomodates a large number of cars; coordination with the descending building columns was a challenging task.

THE EVALUATION OF CONSTRUCTION SCIENCE AND EDUCATION IN UNIVERSITIES

Ralejs Tepfers†

*Department of Civil and Environmental Engineering
Structural Engineering, Concrete Structures, Chalmers Univ. of Tech.
SE-412 96 Göteborg*

Builder relationship problems with society can be sublimated in as civil engineer Andrejs Muzikants wrote: All "*know everything*" about this "*simple*" sector, and if there are problems then for sure there is "*lack of competence*" - after all, "*building profession is old and well proven*".

The existing views on construction industry affect the construction science and education in universities and relations to other disciplines. Today universities rankings is fashionable and is done after the obtained Nobel Prizes, the number of publications, number of references to these publications, patents, students opinions and similar quantities. Such a valuation basis makes that construction science goes into a disadvantageous position.

For instance such as Shanghai rankings higher education table, to which many responded, necessarily affects the number of Chinese students at the universities in question and is primarily located at the Anglophone universities, because students are able to manage English next to their mother tongue. US universities are therefore favored in the rankings. Who will go to the Technical University of Budapest and Economics, RTU in Riga, with Hungarian and Latvian conversation, or to Sweden? Well, some come to Sweden because university education is free of charge for not overseas students. When payment was introduced for oversea students their number has decreased.

Alfred Nobel forgot about his own discipline for the prize and the construction science and thus the builders lost score in the rating. Construction is different from other sciences in that that in other sciences scientist finalize its research with an article in a journal. To the published article number and quantity of the article

citation are also based the University resources allocated to their scientists and general reputation. In Civil Engineering however with the article published in the journal the process does not stop, since code and normative committees take care of the information in the scientific articles, as well as information that is not even to be published, and adapts them to regulations and building codes for practical use. The committees are made up of participating scientists, practitioners, producers and bureaucrats. There the discussions and exchange of ideas about the gained information are oriented towards the benefits of practical use and is already a couple of years before the results come into publications in journals. Also therefore a lot of results are never published but applied. Construction science here is different from other sciences and other disciplines at universities and this fact is not well understood.

More over in relation to the concrete techniques, many people have mixed gravel, sand, cement and water and the mixture has become hard concrete. So they "know" concrete technology. It also makes it difficult to teach concrete technology to students, because they already think that they have all knowledge, because they have mixed concrete and do not listen to the lecture. "They know"! There is a struggle to get through the information that the concrete today is a high-quality-Nano technology as it is concerning for instance the self-compacting concrete, Tepfers (2012). We are treating molecules and moving atoms in concrete to improve and control its properties. There are not so many patents in construction industry because it is very open with information. Preferences a company obtains with its working methods and organization, and they cannot be patented. All this indirectly leads to an underestimation of the construction sciences of universities.

To describe a little of other disciplines relations to-builders and construction science as such, I will mention the following. There was organized a seminar on FRP (Fiber Reinforced Polymers) at Chalmers University of Technology in Gothenburg (Göteborg) in the early 1990's, which at that time was in the beginning stage of FRP introduction in construction industry. I had contacts with the Institute of Polymer Mechanics in Riga, when Latvia just had become a free state and I invited some of their scientists to the seminar as the institute was an Eastern Europe leading organization in polymer mechanics. I was hoping to open up their contacts with Swedish colleagues. I invited also the Swedish fiber composite scientists from the mechanics sector in which this technique for long has been used. They spoke to

me so graciously, what do we builders want? We can provide you with everything. I then told them our problems in construction industry, taking into service structures with FRP. They have to withstand concrete alkaline pH 14, climatic change, humidity, temperature variations, solar radiation, and we must guarantee the durability at least for 100 years. There was a silence, and confession that "Unfortunately, we cannot provide it to you." We were on our selves.

Construction industry suffers from the people false imagination, because almost everyone already has built and thinks he knows how. Moreover, for instance when Volvo cars are fabricated, then there are made a number of prototypes to eliminate errors before production is started on the conveyor. In the construction industry the first prototype is the final object. There is just one "Öresunds bridge". In consequence, nobody should be surprised that continuously problems arise. As one engineer once on a site was asked, "do you have any problems" the answer was, "you name it and I got it". Also if the building is identical by architect, the construction of it may differ as the ground and climate differs.

By weight of science is that universities have able man with initiatives and ideas. Groups and laboratory size is not decisive. Many universities ranking table top are weak in Civil engineer sciences. Who has heard of the construction sector on the evaluation pinnacle located at MIT (Massachusetts Institute of Technology, often number 1 in rankings)? Significant knowledge in Civil engineering has been growing in Europe, such as contribution to the development of FEM (Finite Element Method), prestressed concrete with the necessary materials development and so on. And it is not always taken place at the largest and most famous universities, but the result of gifted scientists work. I happened to take in my course in building materials a student from highly rated ETH (Eidgenössische Technische Hochschule) in Zurich (Zürich), because he wanted by some reason go on studying at our university. In assessing his ETH exam materials it was strikingly clear that the submitted material was quite rudimentary. I have visited ETH excellent construction laboratory. Expressing my admiration for the laboratory there, Professor Peter Marti said that, "The big laboratories do not have the big ideas". He also has experience of poorer laboratories. Staff in large laboratories is busy with excellent facilities, can perform complex tests but is seldom creative. Knowledge in construction binds often to a single man. Not necessarily at the size of the group and the amount of resources. Effective formal and informal groups can be created

by the Internet. It is true that the US academic dialogue is vivid and more established, while in Europe the bureaucratic burden lies heavily on the faculty. Developing dialogue, in concrete technology, takes place in frameworks of concrete associations and regulatory committees, such as the *fib* (The International Federation for Structural Concrete) and CEN (European Committee for Standardization), ACI (American Concrete Institute) and so on. Eastern Europe students usually are more capable in mathematics, but this is not always connected to their ability of proper understanding of material nature. Former professor Hubert Rüschi in Technical University Munich once said: "Es wird viel zu viel gerechnet und viel zu wenig gedacht" (Too much is calculated and too little thought). It can be stated that each nation has its own peculiarities concerning universities and their profile. My experience has shown that in Riga, RTU (rather low ranked) students are strong in mathematics and concrete technology thanks to some excellent teachers. Another example, the Dutch concrete technical science is theoretically strong and at the same time has a good understanding of the nature of the material. Moreover it stands firmly also in construction practice. This is the result of individual researcher's skill and approach to their item. Each university sciences have tops and valleys. Average university ranking is not significant concerning level of a certain discipline, which is often linked to a capable person. Budapest University of Technology and Economics is not on the top concerning university rankings, but there are skilled researchers and teachers active as Professor Geza Tassi, producing results and next generation World class scientists.

We civil engineers should be aware of how the construction industry is looked at and understood of others and therefore we have to make clear that construction industry is not as other disciplines and we have always, repeatedly to underline that construction technique is a high-quality technology, which also covers Nano technology, taking in attention molecules interaction and ionic charges on atomic level as in concrete technology.

REFERENCES

- Tepfers, R., (2012). "Concrete technology – porosity is decisive". Befestigungstechnik, Bewehrungstechnik und ...II. ibidem-Verlag, Stuttgart 2012. ISBN-13: 978-3-8382-0397-3. pp. 571-575.

THEORY OF ENVIRONMENTALLY COMPATIBLE STRUCTURES

Prof. Ludevít Végh, DrSc

Professor (retired), Czech Technical University in Prague, Czech Republic

SUMMARY

A brief concept of the theory of environmentally compatible structures and structural materials (ECS)" is presented in the paper. The key characteristics of environmentally compatible structures with a few practical examples of ECS, or with structures "close" to ECS, are contributed in the last chapter.

1. BACKGROUND OF THE CONCEPT OF THE THEORY OF ECS

In the 1970s, a study of the "Roman Club" reflecting the opinion of an outstanding group of Harvard and MIT professors raised the attention of top world scientists by publishing a research work by Meadows (1972). Their intention was to describe the serious environmental consequences resulting from unlimited growth of modern industry and global population. The research expressed a warning perspective of the global development of the environment.

The era of the rapid growth of population and industry was motivated by ambitions of modern citizens, enlightened and inspired with the spiritual movement launched by the ideas of the French Revolution. Its three slogans expressed the spiritual victory of freedom of thinking, action and of private property. The enthusiasm released unlimited creative energy of modern science. The free citizens were not yet aware of the need to accept, in addition to the three slogans, an imperative condition of sustainable development. The development of the environment, which followed in the 20th-21st centuries, expressed this condition: as "the principle of limits to growth". The development which accompanied the rapid growth of industry resulted often into trespassing the pollution limits of clean environment. This phenomenon resulted in gradual increase of pollution and deterioration of the environment.

Smog, harmful effect of atmospheric greenhouse gases, temperature and climate changes, arctic ice melting, acid rains, etc. were observed. The global equilibrium condition in nature and its species of flora and fauna were marked by gradual deterioration. The environmental development monitored that the limits of clean environment, a precondition of sustainable development, were often exceeded. The state of the art of global environmental development initiated various attempts of protective actions, such as World Summits starting in Rio de Janeiro in 1992, etc.

Summits of top scientists and politicians attempted to initiate top level discussions on increasing environmental pollution and its adverse effects. In this development of gradual deterioration of the environment the building industry and transportation engineering participated almost by 40%.

Various associations were established to restore clean environment, e.g. the IASS WG 18 in 1999. Many publications, dealing with the problems connected with growing building and transportation activities, appeared on the market (Végh, 2011). It became evident, that any positive efforts and means to protect the environment from adverse impacts of growing traffic

and industry resulted into attempts to create a scientifically based concept of theory of ECS. Application of the above in the relevant engineering fields promised to result into attempts of acceptable solutions related to the growing questions.

The focus of this paper is to summarize in a nut shell, the concept of the theory of ECS. It should be noted, that in the design the requirement of the classical theory of structures, based only on two basic requirements, i.e. to satisfy the load bearing capacity, and the serviceability. These conditions were not expected to deal fundamentally with all environmental impacts of the design, execution, technology and use of structures. In contrary, the criteria of the established theory of ECS require that specific additional conditions are obeyed. These requirements specify that pollution of ECS during all phases of the life cycle is minimized.

The design of ECS must respect that the selection of the structural form and structural system is not independent of the requirement of environmental compatibility. In follow of the above, it seems necessary, that the concept of the theory of ECS is installed within the scheme of university instructions either as an environmentally oriented extension of the classical theory of structures, or a special subject entitled “Concept of the theory of ECS”. From the above historical background of the development of environmental conditions a relatively *new needed concept of the theory of ECS arose.*

2. THE THREE FUNDAMENTAL PILLARS OF THEORY OF ECS

The scientific concept of the theory of (ECS) is based on three pillars: The first pillar includes the following three valid natural and social principles of the concept of ECS. They express the conditions of long-term environmental compatibility of ECS (Tab.1).

Table 1: Three pillars of the concept of the theory of ECS

a)	The 3 principles of the first pillar (Tab. 2.)
b)	The design Characteristics (DCH)
c)	Optimization methods of the DCH

The first principle of the first pillar expresses the global equilibrium condition in nature as an axiom, b) the second reflects the general social requirements of sustainable development, denoted as the “Brundtland’s statement” and c) the third refers to a theorem designated as the principle of limits of natural, geological and social phenomena. The theorem (the third principle) expresses that the limits defined empirically, by measurement, observations or statistics must be respected in the design of ECS.

The second pillar defines the so called “Design characteristics (DCH)”, while the third pillar refers to optimization methods of the DCH, to be applied in the design of ECS.

As the three principles of the first pillar so far cannot be analytically expressed, the empirical or statistical evaluation of the DCH of the second pillar represent the transformed or quantified versions of the three fundamental principles of the theory of ECS. Consequently, the DCH represent practical application of the first pillar in the design.

The third pillar is expressed in the design by optimization of the DCH. To achieve minimum values of environmental pollution due to overall activities in the building industry and transportation, there are two methods of optimization procedure (minimization) of the DCH. ?

The optimization (minimization) of the DCH can be carried out

- a) either analytically by applying mathematical methods of one or multi-parameter analytical optimization, or (in case that analytical optimization is practically not feasible because of parameters, which cannot be analytically expressed), or
- b) by applying non analytical optimization methods, designated as “environmental optimization”. Such optimization procedure can be carried out by experience, by similarity with other ECS, or by any other modern empirically and generally accepted method.

3. THE FIRST PILLAR: THREE BASIC PRINCIPLES OF THE THEORY OF ECS

3.1 Statement 1

There is a difference between university subjects defined by exact analytical relationships, such as mathematics, etc. and the “Concept of the Theory of ECS”, which is dealing predominantly with non analytically defined natural phenomena, such as environmental pollution, smog, greenhouse effects, etc. These are based on observations, measurements, statistics, experience, etc. However, between man controlled activities, such as in the building industry and their environmental impacts, there are close relationships. These relationships must be studied in order to optimize their environmental impact so as to achieve environmentally compatible structures and structural technologies, as a condition of sustainable development. It should be noted, that the environmental phenomena involved are always of multiparameter character.

Under the circumstances, in the 20th and 21st centuries in cities and megacities, where the increasing and often limit-state environmental pollution occur due to activities in CE , architecture and transportation engineering, it is important to establish a scientific background for this environmentally motivated engineering field, where not only science, but also practical experience, statistics and empirical observation play a key role.

As a result, the era of rapidly growing activities of the building industry, accompanied by their harmful impacts to environment and its sustainable development, developed an urgent need to attempt for a concept of a theory of ECS. This tendency is accompanied by special reference to its most important component, i.e.: “the principle of limits” a theorem related to physical and social global and regional environmental phenomena. Specifically, it expresses, that the concept of the theory of ECS should study and respect certain limit values to dimensions of structures, structural technologies, structural systems and forms, and related phenomena. Consequently, the environmental application of the principle of limits in civil and transportation engineering, appear as one of the basic conditions principles of the theory of ECS.

The three basic principles of the first pillar represent the fundamentals of the theory of ECS and a precondition of sustainable development in the field of civil engineering and architecture (Tab. 2). A list of some of the most important limit state conditions of environmentally compatible structures and related conditions are shown in Tab. 3.

3.2 Statement 2

It has been stated (Végh, 1989) that due to adverse environmental effects, the civil engineering structures contribute to environmental pollution throughout their life cycle almost by 40%. The life-cycle of structures includes phases of design, structural performance, and

use, reconstructions building technology and transportation during execution, maintenance and demolition, including waste recycling.

In view of pollution, the environmental impact and protection in structural and architectural design and technology represent relatively new, environmentally motivated design aspects. To cope with this phenomenon the subject design and technology of ECS requires establishing either an “environmental supplement” to the classical subject “Theory of Structures”, or a new civil engineering subject, “Concept of the theory of ECS”, as shown above.

In case that the fundamentals of a new environmentally oriented subject are envisaged, it is evident that they should be based on valid statements, principles, axioms, or theorems. Such theoretical fundamentals are expressed by the first pillar of the concept of the theory (Tab. 2.), the most important of which is the theorem designated as “the principle of limits”, as a key concept of the theory.

The concept of the three principles in the first pillar expresses compatibility with natural laws and principles irrespective of time and region of application.

Table 2: The three principles of the theory of ECS.

The Principle of	Equilibrium of nature-universal validity	Continuity of men -Social and moral aspects	Limits within our Planet-Global validity
Focus	Principle 1 is an axiom expressing the global equilibrium in nature.	Principle 2 of infinite continuity is a statement ensuring sustainable development.	Principle 3 is a theorem stating that there is a limit to all physical and geological resources, biological species and environmental phenomena.
Definition	The existing global dynamic EQUILIBRIUM in nature must be preserved.	Sustainable development is such, which satisfies the present needs without reducing or harming the needs of all future generations.	In a closed system of limited space and resources a lasting unlimited quantitative growth is not possible.
Tools	Ensure implementation of Environmentally Compatible Structures (ECS) with respect to the three principles.	Ensure limits to harmful emissions (CO ₂ , NO _x , SO ₂ , NH ₄ , freon, etc.) in order to reduce environmental pollution.	Protect non-renewable resources. Introduce new technologies with alternative power resources such as: solar, wind, hydro, bio-gas, nuclear, etc. and preserve the equilibrium condition in nature

Comments: It should be noted, that the principle of limits may sometimes be misinterpreted: As an example, it appears that any declaration, that the development trend towards environmental compatibility in civil engineering is or may be “beyond control of men” seems as an ambiguous interpretation.

3.3 The principle of limits - a fundamental theorem of the theory of ECS

As shown above, the growth of population and industry generated rapid development of science and technology and vice versa. This tendency resulted in new building complexes, new structural shapes and technologies, accompanied often by extension of structural dimensions, cities and mega-cities, as well as related adverse environmental and socio-economical phenomena. Specifically, the development brought increase of energy and structural material consumption, accompanied by and almost limitless adverse environmental

impacts. Enormous increase of structural waste landfills marked the development in the building industry. Clean environment is undergoing rapid deterioration process.

The development in building industry and transportation accelerated the process of environmental pollution. To concentrate the attention of science, technology and public to the global phenomenon of environmental pollution, city smog, climate changes, etc. called for protection of clean environment. This tendency resulted in 1999 in the incentive to build up within IASS a WG, to deal with problems of structural design, technology and their impact on the environment.

To visualize an example of environmental characteristics in the building industry, the corresponding DCH of various transportation facilities are shown in Tab. 4. In the process of environmental optimization, they represent the values of their DCH as means to be optimized.

Table 3: Limit states in the design of ECS.

Limits of geological resources of structural material components
Environmental pollution limits: smog, CO ₂ and other greenhouse gases, a precondition of sustainable development
Limits of maximum dimensions of structures for various purposes
Temperature limits to health
Global and regional limits to average living space per capita
Limits of structural waste of landfills

Conclusion to the principle of limits: Tab. 3 represents a list of (so far undefined) environmental limits to some physical phenomena, e.g. dimensions, characteristics of structural materials and structures. To set up the environmentally acceptable global and regional limit values in the design of ECS, they have to be identified by research, practical experience, statistics, long term observations, professional judgments, etc. The environmental limit values should be specified or derived from the general requirement to improve the global or regional environmental conditions. The limit state values, a result of environmental investigation, carried out e.g. by hydrometeorological institutes, environmental specialists, must be compatible with the requirement of sustainable development and must be independent of non environmentally motivated business interests.

The relationships between certain “permissible environmental limits” on the one hand and the structural design and technology on the other hand, should be compatible with sustainable development as well as environmental investigation in civil engineering and architecture. The aim is to optimize the environmental limits in structural design and technology so as to minimize their adverse effects.

4. THE SECOND AND THIRD PILLARS: THE DESIGN CHARACTERISTICS (DCH) AND THEIR OPTIMIZATION

As stated above, the impact of the three basic principles of the first pillar, including the principle of environmental limits, so far, cannot be analytically expressed in the design. Practical application of the three principles is therefore replaced in the design by optimized

values of the DCH. They are expressed or identified by experience, or by statistics only. As a result, the following three categories of the DCH have been recommended:

The three categories of the DCH are:

- DCH of common buildings
- DCH of special buildings or structures
- DCH of indoor structures (predominantly related to secondary structural parts).

4.1 Definition of the design characteristics (DCH) and their optimization

The design characteristics (DCH) have been defined above as transformed versions of the three basic principles of the first pillar of the theory. They are mostly expressed non analytically as a result of practical experience and applied in structural and urban design. An exact analytical relationship between the DCH and the three fundamental principles of the first pillar is so far not possible.

The DCH are applied in the design by their optimized (or minimized) values or by values close to it.

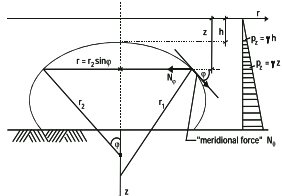
There are two methods of optimization of the DCH in the design of ECS:

- a) engineering optimization: it is a one or multi parameter analytical optimization method of the selected (assumed as decisive) DCH and
- b) environmental optimization: it is a non analytical optimization procedure based on statistical evaluations, engineering experience, professional opinion, credit based judgement, assumption or application of structural similarity, etc.

5. KEY CHARACTERISTICS AND ENVIRONMENTALLY COMPATIBLE STRUCTURAL SYSTEMS AND FORMS OF ECS

To summarize the specific requirements and features of ECS, it is desirable to specify the key characteristics of ECS, compatible with the three principles of the first pillar. The key characteristics of the theory of ECS are expressed by:

- a) compatibility with the three principles of the first pillar of the theory or with their transformed versions expressed as design characteristics (DCH). This is carried out by checking the compatibility of ECS with the corresponding DCH, as transformed versions of the three principles, particularly with the principle of limits to dimensions of the structure and its elements.
- b) Compatibility of the structural form and structural system of ECS so as to correspond with the requirement of reduced bending moments to decrease application of structural parts which don't or in a limited measure participate in resistance. Consequently, structural elements of ECS are expected to be stressed predominately by axial stresses. Trusses, arch and suspension structures, box girders, membrane shells, thin web P.C. elements are advantageous according to this trend.



- c) The selection of structural system and form is not a matter of arbitrary architectural choice.

The structural system is dependent on the requirement of environmental compatibility. It is expected that the structural form and system correspond to the requirement of the optimized design characteristics.

Fig. 1 A drop of liquid on a horizontal surface

- d) An indirect proof of this statement can be visualized by examples of structures generated by nature, since these are generated by the effect of the same natural principles and laws, as the man designed ECS. A good example is demonstrated by the shape of a water tank compared to a drop of water on a horizontal support (Fig. 1).

Consequently, the forms and systems of “natural structures” represent certain design criteria or templates for man designed ECS fully or partly corresponding to EC. Due to the designer’s intuition they actually comply fully or partly with the principles of the theory of ECS.

It should be emphasized that the presented paper, dealing with “the principle of limits - the theory of ECS in a nut shell”, is concentrating only on the structural phase of the design and execution of structures only.

6. EXAMPLES OF EC STRUCTURES

- EC shell type structures should be possibly in a membrane stress condition.
- Suspended or other such structural systems with plane or space trusses have been often applied in bridge design. Cable stayed bridge Lake Antošov CZ (Fig.2) and an old chain bridge in Podolí–Stadlec (Fig. 3).
- Precast, thin-wall or hollow-box structural elements, experimentally or analytically designed ensure minimum structural waste.
- Hexagonal elements in structural composition of disjoint coverings are EC (Fig. 4).
- The stress conditions of plane and space trusses, e.g. an element of the pedestrian bridge at Hradec Kralove, CZ (Fig. 5) with zero or almost zero bending moments), correspond to the requirement of EC.
- A number of modern structural examples demonstrate the application of the principle of limits to dimensions and forms of structures.
- Similarity with the nature generated shapes of structures may be utilized in design of ECS.

7. CONCLUSION

It should be noted, that in addition to the above there are numerous design examples of structures (designed in the recent past predominantly by intuition by outstanding engineers such as Isler, Nervi, Kawaguchi, Calatrava, Candella, etc.), which correspond fully or partly to EC. Due to the designer’s intuition only they actually comply fully or partly with the principles of the theory of ECS.

It should be emphasized that the presented paper, dealing with: “the principle of limits - the theory of ECS in a nut shell”, is concentrating on the structural phase of design and execution of the structure only.

This phase is ended up with the date of commissioning of the completed structure. The paper does not discuss the follow-up phases, which comprise phases of use, maintenance, reconstruction, modernization, demolition, recycling of waste, etc. These follow-up phases require separate analysis and discussion.

This paper is aiming at the presentation of the basic concept of environmentally compatible structures. The new trend of engineering design is designated to serve the better life of present and future generations of mankind. It would be advantageous to introduce the principles of the new trend in practical design and construction work.



Fig. 2 Cable-stayed bridge (CZ)



Fig. 3 Chain bridge (CZ)



Fig. 4 Urban hexagonal units

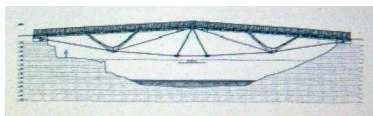


Fig. 5 Truss element

8. ACKNOWLEDGEMENT

The attached paper is a contribution to the Special edition of the volume dedicated to and celebrate Professor G. TASSI's 90-th birthday.

I am pleased to have this rare opportunity to underline Professor TASSI's long term professional connections as well as his collaboration with many colleagues and institutions from the Czech Republic. Particularly I have to stress his frequent participation at different professional meetings, seminars and conferences in the Czech Republic, such as CEB+FIP=*fib*, IABSE, RILEM, etc.

In addition to his close collaboration with colleagues from CVUT, he had excellent professional links not only to the Department of Concrete Structures at the Prague Technical University which include many former and present outstanding professors, but also to many civil engineering companies such as SSŽ-EUROVIA, METROSTAV, etc.

In the last years he participated in all activities of the Prague based Working Group IASS WG 18, dedicated to "Environmentally Compatible Structures and Structural Technologies". We all wish Professor Tassi many more happy years.

9. REFERENCES

- Meadows D.H. & D.L. (1972), *The Limit to Growth*, Potomac Associates, Universe Book Publishers, 2nd revised ed., Washington
- Végh L. & P. (2011), *Concept of the Theory of Environmentally Compatible Structures and Structural Materials*, Czech Technical University, 2nd ed., Prague
- Végh L. et al. (1989), *Stavební konstrukce*, (Concrete Structures in Czech), University textbook, Min. of Educ., Prague

MODELLING OF INTERFACES IN REPAIRED/STRENGTHENED RC ELEMENTS SUBJECTED TO CYCLIC ACTIONS

Elizabeth Vintzileou and Vasiliki Palieraki

*National Technical University of Athens, Laboratory of Reinforced Concrete
5 Iroon Polytechniou Str., GR15773, Athens, Greece*

SUMMARY

In various repair and/or strengthening techniques, when a new concrete layer or new RC elements are added to the existing members of the structure, the connection between the new and the old concrete has to be adequately designed and detailed. Although the behaviour of interfaces was experimentally investigated in numerous studies, the available information was not sufficient for the design of RC interfaces in RC structures subjected to earthquake excitations. A series of research programs have been carried out at the Laboratory of RC Structures, NTUA, for the systematic investigation of RC interfaces within repaired or strengthened elements.

This paper presents the results of an analytical study that was undertaken with the aim to model the behaviour of RC interfaces subjected to cyclic excitations. The proposed constitutive laws are based on the experimental results of the tests carried out in NTUA, as well as on results from the literature.

1. INTRODUCTION

In several repair and/or strengthening techniques, where the intervention consists in adding a new concrete layer or new RC elements to the existing members of the structure, the connection between the new and the old concrete has to be adequately designed and detailed. Various technical solutions are used with the purpose of establishing an improved connection between the existing and the added concrete layer and, hence, reaching a monolithic behaviour of the resulting composite element. It is to be noted that the shear load to be transferred along the interfaces depends on numerous parameters, such as the connectors provided to the interface (reinforcing bars or various types of anchors), the roughness of the interface, the magnitude of the displacement along the interface, the presence of external tension or compression on the interface, etc. Moreover, in case of structures subjected to earthquakes, the behaviour of interfaces may become critical for the overall behaviour of the structure, due to substantial degradation of the resistance of the interface under cyclic actions.

On the other hand, to predict the maximum shear resistance of an interface, one cannot add the maximum resistance of each contributing mechanism (i.e. dowel action and concrete-to-concrete friction) both because there is an interaction between the two mechanisms and because their maximum resistance is not mobilized for the same value of shear slip.

In the international literature, as well as in current Codes, numerous experimental results and relations for the calculation of the maximum resistance of reinforced concrete interfaces can be found. The relations are often empirical, and they predict only the experimental results on which they were based, or they are not adequate for the calculation of the resistance of interfaces between old and new concrete that present some specific characteristics. Actually, the two connected concretes, the existing concrete and the added one, may have significantly

different mechanical properties. The roughness of the interface may vary, taking into account that the surface of the old concrete may remain smooth, or be artificially roughened, before the application of the new concrete. The reinforcement crossing the interface is anchored into the old concrete, by means of resins, or by means of mechanical anchorage, while in the new concrete the bars are anchored through bond. Finally, the dimensions of the old, as well as of the added concrete may not allow for full anchorage of the reinforcement and/or provide sufficient distance of the reinforcing bars from the edges of the interface.

The design of interfaces subjected to seismic actions, has to be based on constitutive laws of the cyclic behaviour of the interfaces; it should, therefore, account for the force-response degradation due to cycling. Furthermore, the Designer should be provided with data allowing for the prediction of the maximum resistance of interfaces for the set of performance levels prescribed by current Aseismic Codes, hence for predefined values of the maximum shear displacement expected to occur along the interface.

In the present paper, the results of an analytical study that was undertaken with the aim to model the behaviour of RC interfaces subjected to cyclic excitations are briefly presented. The two primary resisting mechanisms (namely shear friction and dowel action), their interaction and their degradation caused by cycling are modelled, whereas the model ability to predict experimental response is checked.

2. LITERATURE SURVEY

Although, the behaviour of interfaces was experimentally investigated in numerous studies, the available information was not sufficient for the design of interfaces in the case of RC structures subjected to earthquake excitations. Tests simulate various cases of interfaces, such as construction joints, connections between precast elements, natural cracks, etc. In most of the tests, interfaces were subjected to monotonically increasing load up to failure. An experimental campaign was carried out at the Laboratory of RC, NTUA, for the systematic investigation of RC interfaces within repaired or strengthened elements. Among the aims of the experimental investigation is also to propose constitutive laws for the accurate prediction of the cyclic behaviour of interfaces, including their maximum shear resistance. Forty three (43) tests on specimens subjected to cyclic shear slip, Palieraki, 2014) were carried out, using the test-setup shown in Fig. 1.

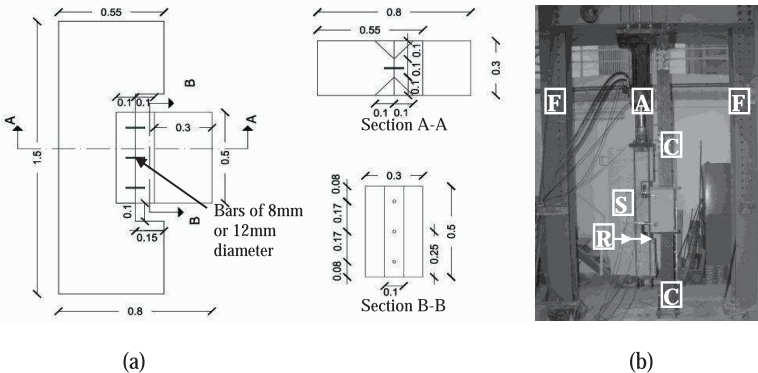


Fig. 1. Tests at NTUA: (a) Geometry of the specimens with three bars crossing the interface (dimensions in metres), (b) Photo of the test set up, with specimen in the testing position

The results of those tests, along with experimental data from the Literature (re-evaluated in Palieraki et al., 2014) were assessed in an attempt to formulate a constitutive law, adequate for interfaces subjected to cyclic shear. In parallel, the accuracy of several relationships either proposed by researchers (Loov & Patnaik, 1994, Mattock, 2001, Tassios & Vassilopoulou, 2003, Menkulasi & Roberts, 2005, Mansur et al., 2008, Harries et al., 2012), or included in Codes (e.g. ACI 318, 2011) was checked through comparison with experimental data.

3. FORMULATION OF A MODIFIED ALGORITHM

In order to predict the cyclic behaviour of interfaces, including their maximum, the model proposed by Tassios & Vassilopoulou, 2003, was adopted and adequately modified, on the basis of the available experimental results. The model, developed to describe the behaviour of cracks within RC elements, accounts for both shear transfer mechanisms (dowel action and aggregate interlock); it also provides contribution factors for the two mechanisms, with values depending on the magnitude of the imposed slip along the interface. Furthermore, Tassios & Vassilopoulou, 2003, have proposed an algorithm for the prediction of the entire load-displacement curve. That algorithm is physically sound and simple enough to allow even for hand calculations, in contrast to other models (e.g. Bujadham & Maekawa, 1992, Soltani et al., 2003, Soltani & Maekawa, 2008, Moradi et al., 2012), that need to be implemented in FE computer codes. The algorithm, proposed in (Tassios & Vassilopoulou, 2003), was adequately modified to predict the behaviour of interfaces between old and new concrete.

It is well known that, when a shear slip, s , is applied to an interface, a crack opening, w , is generated, due to the roughness of the interface. The opening of the crack mobilizes the reinforcement crossing the interface. Thus, a tensile stress, σ_{s0} , is developed in the reinforcement, with its value depending on the bond properties along the bars or anchors. The tensile force of the reinforcement ($\sigma_{s0}A_s$, A_s being the area of the reinforcement crossing the interface) is equilibrated by a compressive force on the concrete ($A_c\sigma_{cs}=\sigma_{s0}A_s$). Therefore, the compressive stress on the concrete, σ_{cs} , is equal to $\rho\sigma_{s0}$, ρ being the percentage of the reinforcement crossing the interface.

Thanks to the compression on the interface, shear resistance, τ , is mobilized along the interface. To this shear resistance (depending on the roughness of the interface), the contribution of the external compressive stress acting on the interface, as well as the contribution of the dowel action of the reinforcement, D , should be added.

Thus, the shear resistance of the interface may be calculated as:

$$V = D + \tau A_c \quad (1)$$

where the values of D and τ are functions of the applied shear slip, s .

As both mechanisms mobilize tensile stresses in the reinforcement crossing the interface, at each step, it should be checked that the tensile stress of the reinforcement does not exceed the tensile strength, f_{sy} , of the steel.

The model by (Tassios & Vassilopoulou, 2003) was developed to describe the behaviour of a sheared interface under a given slip value. The modifications to that model allow for the shear behaviour to be described for a series of gradually increasing shear slip values. The modified model is briefly described herein.

3.1 Crack opening- Tensile stresses in the reinforcing bars

a) The shear slip-crack opening relationship under monotonic actions, taken from (Vintzileou, 1986), is expressed as follows:

$$w = 0.60 \cdot s^{2/3} \tag{2}$$

It is assumed that during cycles at the same maximum shear slip, the maximum crack opening remains equal to the value calculated by equ. (2). Larger imposed shear slip values lead to increased crack openings. Their values are, again, calculated according to equ. (2). The respective constitutive law is shown in Fig. 2(a).

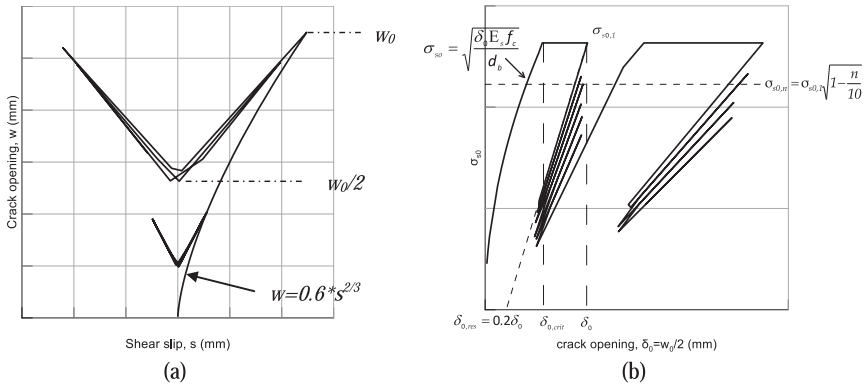


Fig. 2. (a) Crack opening vs. imposed shear slip constitutive law, (b) Axial (tensile) stresses in the reinforcing bars, as a function of the crack opening.

b) The relationship of tensile stresses in the reinforcing bars vs. crack opening is expressed by equations (3) and (4) for the first and the subsequent cycles respectively (Fig. 2(b)).

$$\sigma_{so} = \sqrt{\frac{\delta_0 \cdot E_s \cdot f_c}{d_b}} \tag{3}$$

$$\sigma_{s0,n} = \sigma_{s0,1} \sqrt{1 - \frac{n}{10}} \tag{4}$$

In order to take into account the interaction between the two resisting mechanisms, equation (5) is applied. For a shear slip value equal to s_{crit} , (s_{crit} being the shear slip value corresponding to the maximum dowel resistance or to the maximum steel stress value, the coefficient λ takes a value equal to unity.

$$\lambda = \left(\frac{\sigma_{s0}}{f_{sy}} \right)^{1.5} + \left(\frac{D}{D_u} \right)^{1.5} \tag{5}$$

where D and D_u denote the dowel resistance corresponding to a shear slip value, s , and the maximum dowel resistance, respectively.

3.2 Dowel action

Fig. 3 shows the adopted model for dowel action (according to Vintzileou, 1986).

The model accounts for response degradation due to cycling, as well as for interaction between the two resisting mechanisms, as the maximum dowel resistance is dictated by equ. (5).

The constitutive law for the first loading cycle is described by equations (6) and (7):

$$D(s) = 0.50 L \quad , \text{ for } D/D_u \leq 0.5 \tag{6}$$

$$s = s_{el} + 1.76 \cdot s_u \left[\left(\frac{D}{D_u} \right)^4 - 0.50 \cdot \left(\frac{D}{D_u} \right)^3 \right] \quad , \text{ for } D/D_u \geq 0.5 \tag{7}$$

It is noted that for the dowel action: $s_{el} = 0.006d_b$ and $s_u = 0.05d_b$, at the end of the elastic stage and at maximum resistance, respectively.

Finally, the maximum resistance of the dowel action is calculated according to equation (8) (Rasmussen, 1962):

$$D_u = 1.3 \cdot d_b^2 \sqrt{f_{sy} \cdot f_c} \tag{8}$$

whereas, the cyclic behaviour of the mechanism, including the response degradation due to cycling is depicted in Fig. 3.

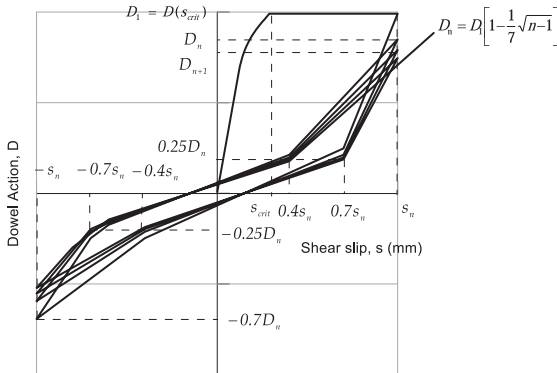


Fig. 3. Constitutive law for dowel mechanism

3.3 Shear friction

The constitutive law for shear friction is based on (Vintzileou, 1986). The following equations describe the model shown in Fig. 4:

$$\tau(s) = 1.14(s/s_u)^{2/3} \tau_u \quad \text{for } s/s_u \leq 0.5 \tag{9}$$

$$\tau(s) = \tau_u(0.81 + 0.19(s/s_u)) \quad \text{for } s/s_u > 0.5 \tag{10}$$

$$\tau_u = 0.33 \cdot \sqrt[3]{f_c^2 \cdot \sigma_c} \tag{11}$$

$$\tau_u = 0.44 \cdot \sqrt[3]{f_c^2 \cdot \sigma_c} \tag{12}$$

where, s_u (=1.00mm) denotes the shear slip corresponding to the maximum shear resistance, τ_u , f_c is the least compressive strength of concrete and σ_c denotes the compressive stress acting on the interface. Two different equations ((11) and (12)) are given depending on whether the compressive stress is due to clamping effect of the reinforcement or to an external applied load.

The constitutive law (shown in Fig. 4) takes into account the force response degradation due to cycling, according to the following equation:

$$\frac{\Delta \tau_{fi}}{\tau_{fi}} = 0.07 \left(\frac{f_c}{\sigma_c} \right)^{1/2} (n-1)^{1/2} \left(\frac{s_f}{s_u} \right)^{1/3} \tag{13}$$

where τ_{f1} and τ_{fn} denote the shear friction resistance during the first and n-th cycle respectively, whereas s_f denotes the corresponding shear slip values.

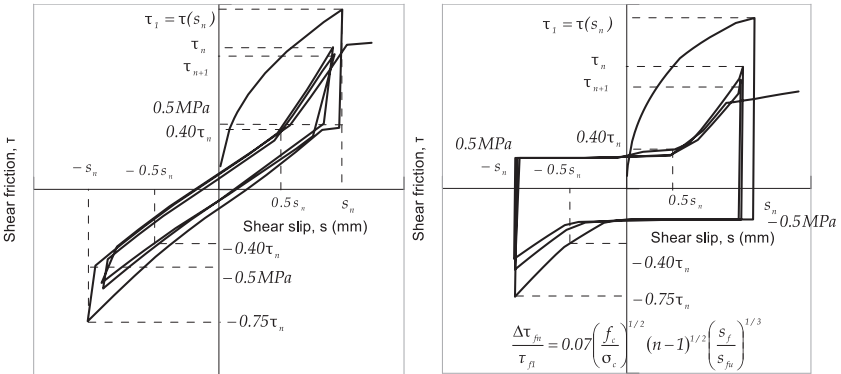


Fig. 4. Constitutive law for shear friction mechanism (a) For imposed shear slip $s_n < s_u$, (b) For imposed shear slip $s_n > s_u$

4. APPLICATION OF THE ALGORITHM

The algorithm briefly described in this paper was applied to predict the results obtained by several researchers in numerous testing campaigns. The application of the algorithm has

shown a quite satisfactory comparison between experimental and predicted behaviour of interfaces. In the Figures that follow, experimental and predicted hysteresis loops are compared for some of the tests carried out at NTUA. The hysteresis loops resulted from testing rough interfaces, crossed by 8mm (well anchored) reinforcing bars. The interfaces were, in some cases, subjected to an external load.

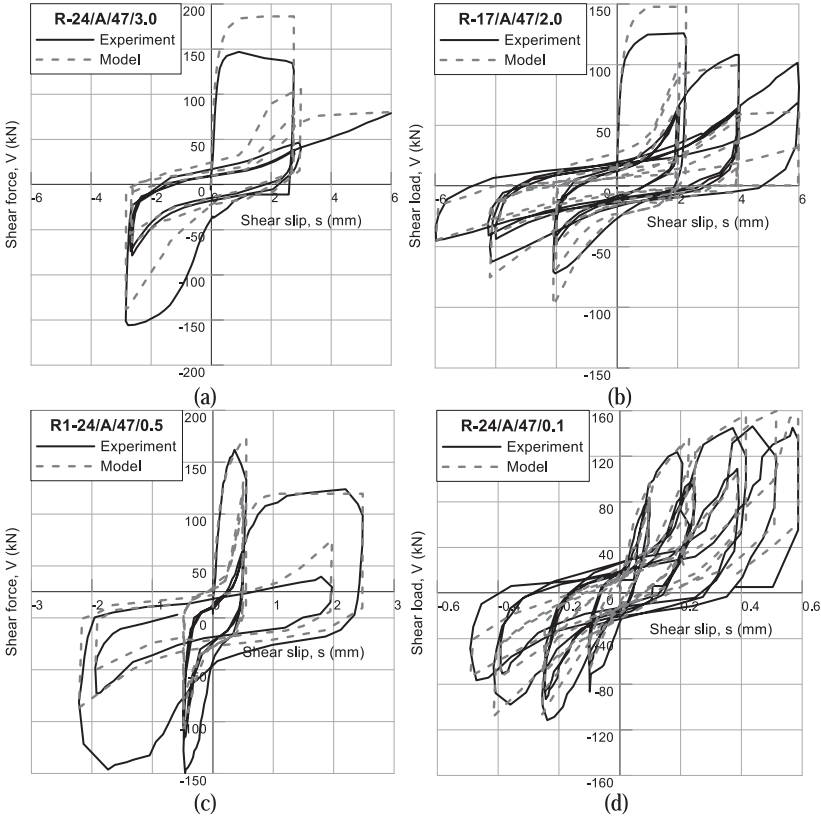


Fig. 5. Comparison between experimental and predicted hysteretic loops: Interfaces reinforced with five 8mm bars, sufficiently anchored. The specimens differ in the shear slip values applied during the first set of cycles, as follows: (a) 3.00 mm, (b) 2.00 mm, (c) 0.50 mm, (d) 0.10 mm.

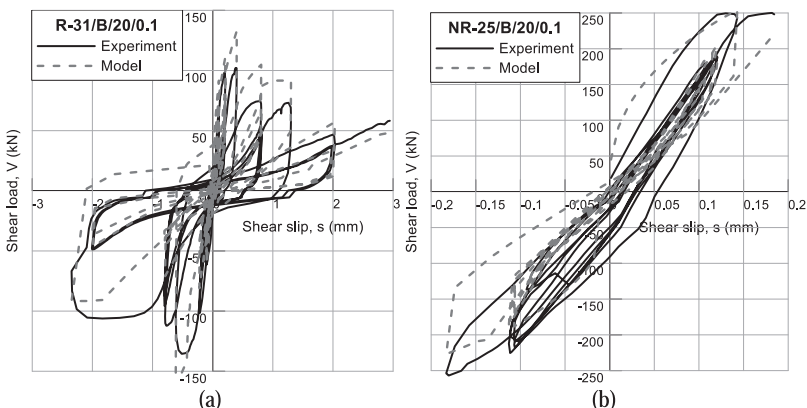


Fig. 6. Comparison between experimental and predicted hysteretic loops: Interfaces reinforced with three 8mm bars, sufficiently anchored. The shear slip s , applied during the first set of cycles is equal to 0.10mm. The specimens differ in the presence of an externally applied compressive stress: (a) no external compressive stress is applied, (b) compressive stress equal to 0.20MPa is applied.

4. CONCLUSIONS

The application of the modified algorithm to experimental data has shown that the adopted procedure is able to satisfactorily reproduce the cyclic behaviour of reinforced interfaces. Actually, the (simple to apply) algorithm takes onto account the contribution of the two shear transfer mechanisms (dowel action and shear friction), as well as their interaction. The algorithm proves to be efficient for a variety of parameters, such as reinforcement ratio, presence of external compressive stress on the interface, amplitude of the applied shear slip, etc. Thus, it is believed that this algorithm constitutes a reliable tool for the design of sheared interface in repaired/strengthened RC members within structures subjected to seismic actions.

5. REFERENCES

- ACI Committee 318. 1995. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. 369 pp.
- Bujadham B. & Maekawa K., "Qualitative Studies on Mechanisms of Stress Transfer across Cracks in Concrete", Proceedings of JSCE, No. 451, Vol.17, pp. 265-275, August 1992.
- fib*, "fib Bulletin No. 65: Model Code 2010 - Final draft", Vol. 1, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 350 pp, 2012.
- Harries K. A., Zeno G. & Shahrooz B., "Toward an Improved Understanding of Shear-Friction Behavior", ACI Structural Journal, Vol. 109 (S73), pp. 835-844, November-December 2012.
- Loov R.E. & Patnaik A.K., "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface", PCI Journal, Vol. 39(1), pp. 48-69, January-February 1994.
- Mansur M.A., Vinayagam T. & Tan K.-W., "Shear Transfer across a Crack in Reinforced High-Strength Concrete", Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 20(4), pp. 294-302, April 2008.

- Mattock A.H., "Shear Friction and High-Strength Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol. 98(S5), pp. 50-59, January-February 2001.
- Menkulasi F. & Roberts-Wollmann C. L., "Behavior of Horizontal Shear Connections for Full-Depth Precast Concrete Bridge Decks on Prestressed I-Girders", *PCI Journal*, Vol. 50(3), pp. 60-73, May-June 2005.
- Moradi A. R., Soltani M. & Tasnimi A. A., "A Simplified Constitutive Model for Reinforced Concrete Interfaces under Cyclic Loading", *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, Paper No 0743, July 2012.
- Palieraki, V., "Seismic behaviour of reinforced interfaces in repaired/ strengthened reinforced concrete elements", *Doctor Thesis*, N.T.U.A., Athens, 2014.
- Pruijssers A. F., "Theoretical and experimental analysis of the behaviour of cracked concrete under monotonic and cyclic shear loading", *Heron*, Vol. 33(4), pp. 1-72, 1988.
- Rasmussen, B.H., *Strength of transversely loaded bolts and dowels cast into concrete*, Laboratoriet for Bugningastatik, Denmark Technical University, Meddelelse, Vol. 34, No. 2, 1962, (in Danish).
- Soltani M., An X. & Maekawa K., "Computational Model for post-cracking Analysis of RC membrane elements based on local stress-strain characteristics", *Engineering Structures*, ASCE, Vol. 25, pp. 993-1007, 2003.
- Soltani M. & Maekawa K., "Path-dependent mechanical model for deformed reinforcing bars at RC interface under coupled cyclic shear and pullout tension", *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 30, pp. 1079-1091, August 2008.
- Tassios T.P. & Vassilopoulou I., "Shear transfer capacity along a RC crack, under cyclic sliding", *Proceedings of fib Symposium "Concrete Structures in Seismic Regions"*, (electronic source, 12pp.), Athens, 2003.
- Vintzileou, E., "Basic shear-transfer mechanisms at R.C. interfaces", *Doctor Thesis*, NTUA, Athens, 1986 (in Greek).

THE “FIFTH AXIOM” OF THE THEORY OF STRUCTURAL CONCRETE

*Andor Windisch, PhD, Prof. h.c.
Schwarzhöhlzstrasse 19a, D-85757 Karlsfeld*

SUMMARY

The 5th axiom is decisive in the geometry: one parallel line through a point outside another line: geometry of Euclid; many lines: spherical geometry. Similarly important is in the theory of structural concrete whether at dimensioning bending and shear are considered separately or together. The paper reviews the shear theories which were developed during the last 90 years in order to eliminate the drawbacks of the common praxis, i.e. the separated dimensioning.

1. INTRODUCTION

In the geometry the axiom of parallels is one of the assumptions related to the properties of the line in the plane. Already the first analysts pointed out that Euclid classified this statement as axiom but not as postulate (claim) because he realized that it cannot be proven by experience.

Nevertheless, during 2000 years the whole galaxy was happy with this axiom: Columbus discovered America, Shakespeare wrote his dramas and sonnets and Newton stated the foundations of the science of mechanics.

At the beginning of the 19th century Bolyai and Lobachevsky successfully modified the parallelism postulate. The new postulate led to the consistent system of hyperbolic geometry. The "new" geometry was indispensable for Einstein when describing the theory of relativity.

The “5th axiom” of structural concrete is: the dimensioning for bending and shear can be performed independently of each other. For bending in a beam the top and bottom flanges are included whereas for shear the web is “responsible”. Slabs are displayed as sandwiches: for bending the upper and bottom layers, for shear the core are considered. This presumption was practical and most inconsistencies which occurred and were perceived by the engineers during practice were smoothed out during the last decades with more and more sophisticated models, concepts, e.g.:

- Varying angle truss model
- Aggregate interlock
- Size effect underlined with the theory of fracture energy
- Strut-and tie model
- Modified Compression Field Theory,
- Compressive Force Path-Model.

Moreover, most of these models disregard basic requirements of equilibrium, compatibility and kinematics.

This paper shortly evaluates these models, reveals their shortages.

2. CONSEQUENCES OF THE „5TH AXIOM“ FOR THE DIMENSIONING FOR BENDING MOMENT

In the 1950'ies the proper stress-strain curve for concrete in the compression zone was looked for. In his PhD thesis Scholz (1960) tried to deduce the best fit form evaluating the results of beam tests, whether the σ - ε curve determined in the axial compression test could be accepted for the compression zone, too. His conclusion was: no correct and unequivocal curve can be found (nevertheless, he got the degree). The source of this flop was that the failure moments of members failing in pure bending and along the shear span, resp. were treated as one coherent dataset. Nevertheless, along the shear span the concrete compression zone is loaded with axial and shear stresses, too, hence – depending on the shear stress-axial stress ratios - the failures occurred at different outer fiber axial strains. If the datasets would have been evaluated separately, a proper curve could have been found.

Note: as the failure moment is quite insensitive to the variations of the concrete compressive strength hence the deficiencies of the curve have slight impacts only.

Note: In this paper the deficiencies of the concrete compressive strength as the fundamental characteristics of the building material concrete will not be discussed. The form-dependence of the compressive strength and the failure patterns of the test specimens reveal that the compressive strength is a derived quantity, nevertheless very comfortable (Windisch, 1992).

3. FUNDAMENTAL PROBLEMS AT DIMENSIONING FOR SHEAR

3.1 Generalities

Shear stresses are the “result” of the use of global coordinate system only. A significant drawback of the traditional dimensioning practice is that it adheres to the global coordinate system thus creating problems/obstacles for themselves.

In all shear tests on beams without shear reinforcement an explicit shear failure load was found, whereas beams with shear reinforcement failed at a higher load than predicted by the 45° truss model of Mörsch i.e. higher than resisted by the stirrups crossing the 45° inclined shear crack.

Following the old principle of the “5th axiom” i.e. for shear the web is “responsible” a uniformly distributed shear stress in the web with dimensions of $b_{ef} \cdot d$ must develop as “concrete contribution”.

The American Concrete Institute set this “shear” strength equal to the tensile strength of concrete.

Fenwick and Paulay (1968) attributed the shear contribution of concrete to the aggregate interlock along the shear crack.

Analyzing the failure mechanism of a R. C. beam without transverse (shear) reinforcement Kani (1964) “noticed” the following correlation: The resultant bending moment (see Fig. 1a) is given by

$$M_c = V_c \cdot x = T \cdot jd$$

where V_c is the shear force due to concrete resisting contribution, T is tensile force in the longitudinal reinforcement and x is the distance between the support and the point where crack has been appeared.

The shear force is the derivative of the bending moment $V_c = dM_c/dx$

$$V_c = jd \left[\frac{d}{dx} T \right] + T \cdot \frac{d}{dx} jd$$

The first term was identified as the resistance to shear as contribution of the “beam action”, whereas the second part was called “arch action” (see Fig. 1b).

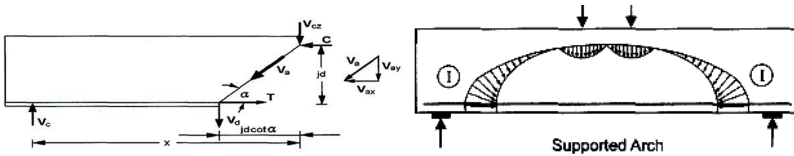


Fig. 1 Forces acting in a beam element within the shear span (a) and one of the internal arches in a R.C. beam (b) (Kani, 1964)

It is easy to recognize that these internal arches cannot exist at all nevertheless – as structural engineers like to assist their understanding making use of the simplest structures (truss, arch) - these actions are used and misused since by many researchers.

In Fig. 1a the angle α is indicated: this angle is used/misused in many of the following models/concepts.

3.2 Varying angle truss model

Kupfer (1962) declared that far enough from the support and the concentrated load “it can be assumed that the inclined compressive stresses change their direction only gradually. As the experimental practice shows the beam web is in the position to form flatter diagonal compressive struts (flatter than the 45°, adopted by Mörsch). The main proof is that even with a reduction of the stirrups under 50% of the amount calculated according to Mörsch, bending failure may occur before shear failure develops. The flatter slope of the compression diagonals is made possible by three main factors:

- a) In experiments, the average inclination of cracks is often a little under 45 °.
- b) the inclined concrete strut formed by two adjacent cracks is able to take up an oblique normal force, which is inclined by a few degrees flatter than the cracks.
- c) Finally, between the two flanks of a crack strong teeth are always present, so that small shear stresses can be transferred parallel to the crack direction.

Thereafter he determines the minimum of strain energy of a truss composed of elastic materials. During the derivation he makes a mistake, and arrives at a complicated higher order trigonometrical equation. The $\tan\alpha$ values (between 0 and 1.0) can be determined as functions of the rate of the axial, shear and the stirrup stresses. These curves were never used in practice hence their correctness was never proven. Nevertheless since 50 years many researchers refer on this paper (maybe they never read it, otherwise they should have found the mistake in the

derivation). In effect, allowing for flatter compression struts Kupfer increases the number of the stirrups thus hiding the concrete contribution as that of stirrups. The falseness of this method could be directly detected as in many experiments the number of the recalculated stirrups is larger than those existing along the shear span.

3.3 Aggregate interlock

In his thesis Walraven (1980) performed detailed theoretical and experimental work on this topic. Fig. 2 gives an impression on the high level of this work.



Fig. 2 Three characteristic stages of crack faces a) before loading, b) peak stress, c) after unloading.

Walraven's results were considered by many researchers. Nevertheless, all these theories do not consider the real kinematics of the crack faces. Muttoni et al. (2010) presented the relative displacements between crack faces measured in their tests (Fig. 3). When a crack just occurs then the relative displacement between its faces is approximately orthogonal to the crack. The trend of the subsequent relative displacement recorded reveals that the instantaneous relative displacements had dominant rotational components and that the centre of rotation is located close to perpendicular to the radius drawn from the current tip of the crack to the point observed.

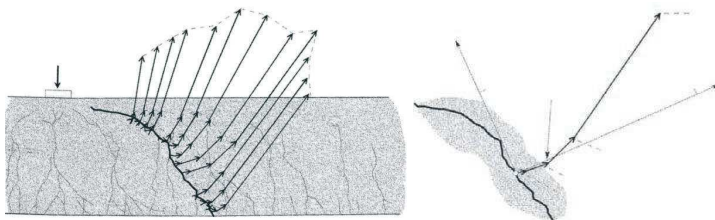


Fig. 3 Propagation of critical crack and relative displacements between crack faces

The crack kinematics and the crack widths reveal that aggregate interlock in the tensile zone through the web cannot be effective. In a test series Völgyi et al. (2015) showed that beams loaded in bending and shear failed practically at the same load when aggregate interlock could be effective or it was eliminated through plastic inlets along the failure shear crack. This reveals that the source of the “concrete contribution” is the concrete compression zone.

3.4 Size effect underlined with the theory of fracture energy

Already Kani (1967) found that increasing the depth of shear unreinforced beams leads to considerable reduction in the relative beam strength. Experiments showed that the (relative) shear strength of 3000 mm deep beams was merely one third of the (relative) shear strength of 600 mm deep beams without shear reinforcement. Important are the words “relative” and

“without shear reinforcement”. Relative means that the shear failure load is divided with the (increasing) depth of the web resulting in decreasing “shear strength”. When the concrete contribution to shear strength originates from the compression zone then this is a constant value, independent from the depth of the beam, thus dividing this constant value with the increasing depth gives the size effect.

The application of fracture mechanics as explanation involves numerical modeling of the complex tensile stress vs. crack displacement relationship at the tip of the critical crack and also empirical relationships having little explanation of the structural behavior.

3.5 Strut and tie model

The Strut and Tie Models have as free parameters the inclination of the struts and the effective concrete crushing strength. In many cases very radical reductions were necessary in order to recalculate the test results. The researchers attribute this reduction to the spreading of the concrete stresses in the bottle shaped strut or to the effect of crossing shear cracks. Sozen et al. (2011) showed in tests that increasing the width of the “bottle” does not let decrease the failure load. All other results would have contradicted the fundamental law of plasticity theory. The crossing shear cracks reveal only that the assumed strut geometry is not correct: the compression in the strut acts like prestressing hence cracks cannot enter/cross them.

3.6 Modified Compression Field Theory

This theory presented by Vecchio et al. (1986) is based on an erroneous evaluation of a series of questionable tests, nevertheless it was best marketed.

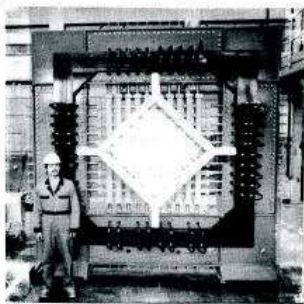


Fig. 1.3 The Shear Rig

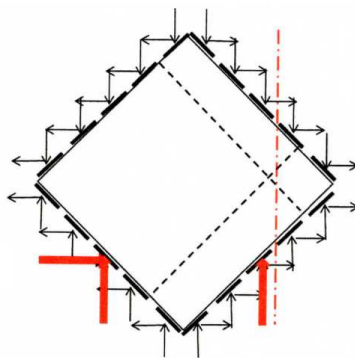


Fig. 5 The principle of the panels and the Tester

Fig. 4 The Toronto-Panel-Tester

The ~ 800 * 800 mm big, 80 mm thick panels were reinforced with different rate of smooth (!) rebars (parallel to the borders as shown with the dashed lines). Along each border five stiff “shear keys” were concreted into the panels. To each shear key two double-acting hydraulic jacks were attached. All were simultaneously operated for a single pump. The jacks compose two systems by which different rates of normal and shear stresses can be applied to the panels. As the panel would uncontrolled “swim” in the Tester therefore three jacks were substituted by fix links, as shown by the red arrows in Fig. 5.

All panels were declared as failed when the pressure in the hydraulic loading system could not be increased further. (This occurred when the weaker of both reinforcements yielded.) Although – as testified by the photos of the failed panels - not a single panel failed in concrete compression all failures were interpreted as concrete failure showing a softening in compression which was attributed to the mean value of the transverse (smooth) steel elongation. It can be easily recognized that a) the three rigid links with their unknown reaction forces fundamentally influenced the strains and deformations, b) The shear keys which stiffened 94% of the border lines of the panels predetermined the possible crack positions and directions.

The principal compressive stresses taken as the basis, the formula

$$\frac{f_p}{f_c'} = \frac{1}{0.85 + 0.27 \varepsilon_{dt} / \varepsilon_d}$$

was derived directly from the average principal stresses (Fig. 6). The additional compressive forces developing due to the fixed links were not considered.

The panels reinforced in two directions (with $\mu_{longitudinal} = \mu_{transversal}$ OR $\mu_{longitudinal} > \mu_{transversal}$) and loaded with different rates of the principal stresses can be considered as skew reinforced panels which fail when the weaker band of reinforcement begins to yield. Fig. 7 shows the result of the evaluation: all failure loads lie along the $V_{u, pred} = V_u$ line or over it (due to dowel effect the yielding weaker reinforcement allows for an increase of the load until the stronger reinforcement also yields).

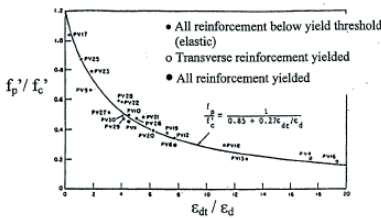
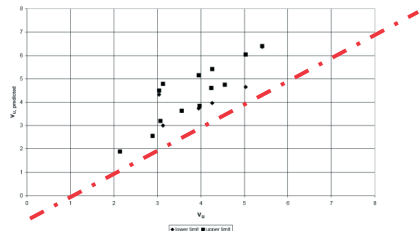


Fig. 6 Original figure of the softening concrete compressive strength (Vecchio, 1986)



Legend: ♦ lower limit ■ upper limit

Fig. 7 Failure loads of the test specimens as skew reinforced panels (Windisch, 2000) $V_{u, predicted}$ VS. V_u

The Modified Compression Field Theory is in all aspects incapable of predicting the response of reinforced concrete elements subjected to in-plane shear and axial forces. The failure of the specimens is mostly presented as concrete shear, nevertheless, in each and every usable case the failure is initiated through yielding of the weaker band of reinforcement. The concrete has no shear strength, concrete fails in all cases due to principal tensile stresses exceeding the local tensile strength. No strain softening of the concrete could be perceived either, the tension stiffening effects perceived could not be general as smooth reinforcing bars were used. The analytical model developed is tedious but the layer representation, the assumed shear flow and shear strain distributions do not fit the basic characteristics of a cracked reinforced or prestressed concrete member.

It is odd and curious that this model served as basis for the shear design in the MC2010.

3.7 Compressive Force Path-Model

Kotsovos (1986) analyzed the shear behavior of R.C. beams with web reinforcement and having shear span to depth ratio greater than 2.5 under tow point loads. He compared the test results with the Finite Element analysis (FEA) results of the same beams and made the following significant conclusions:

- i. The predicted behavior of the beams by FEA is incompatible with the actual shear behavior at critical section of R.C. beams with various arrangements of stirrups
- ii. Shear behavior is associated with the development of tensile stresses within the compression zone and particularly in the region of compression zone between sections at load and sections twice the beam depth.
- iii. The stirrups resist the tensile stresses within the compression zone rather than transforming the beam into truss as widely considered.

Kotsovos's model is an important step into the direction of the new 5th axiom.

4. THE NEW 5th AXIOM

The “new” 5th axiom: Dimensioning for bending and shear are strongly interrelated.

In the Shear Failure Theory of Walther (1962) the interdependence of failures in bending and shear through the concrete compression zone is clearly demonstrated. The failure criterion for the compression zone is derived using the failure criterion of Mohr. (Why was this theory during decades almost forgotten??)

As presented by Windisch (1988) the dimensioning for bending and shear shall not be carried out independently. The source of the concrete contribution for shear is the concrete compression zone above the critical shear crack. R.C. members do not work like trusses or stress fields but like cracked continuums. The characteristic (critical) bending-shear cracks run along the compression trajectories. The mechanical behavior of concrete is characterized with a modified Mohr-Coulomb failure criterion. The compression zone fails developing a sliding surface beginning at the tip of the shear crack. Accordingly the methods of soil mechanics can be applied (Völgyi et al. 2014). Along the sliding surface aggregate interlock is acting. Besides equilibrium the requirements of compatibility and kinematics must be considered.

5. CONCLUSIONS

The development of shear theories during the last century clearly demonstrates that the dimensioning for bending and shear are definitely interrelated.

6. ACKNOWLEDGEMENT

The author acknowledges the support given to him by Prof. Tassi during 20 years as teacher and colleague and then during further 30 years as elderly friend.

7. REFERENCES

Fenwick, R. C. and Paulay, T. (1968), “Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams”. *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, No. ST10, pp. 2325–2350.

- Kani, G. N. J. (1964), “The Riddle of Shear Failure and its Solution”, *ACI Journal* Vol. 61, pp. 441-467.
- Kotsovos, M. D. (1986), “Behaviour of RC beams with shear span to depth ratios greater than 2.5” *ACI J. Proceedings* 83 (115) Nov-Dec 1986, pp. 1026-1034.
- Kupfer, H., (1962), “Erweiterung der Mörsch’schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit“ (nach einem *Vortrag auf dem Schub-Kolloquium*, Oktober 1962 in Stuttgart, 12. p.
- Muttoni, R. V., Ruiz, M. F., (2011) „Influence of Capacity of Reinforced Members without Shear Reinforcement“, *ACI Structural Journal*, Sept-Oct 2010, pp. 516-525.
- Pujol, S. and Rautenberg, J. M. and Sozen, M.A., (2011) „Compressive Strength of Concrete in Nonprismatic Elements”. *Concrete International* 33 (9) pp. 42-49.
- Scholz, G. (1960), „Festigkeit der Biegedruckzone. Theoretische Auswertung von Heft 120“. Heft 139, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1960. p. 40.
- Vecchio, F. J., and Collins, M. P., (1982) “The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses,” *University of Toronto*, Department of Civil Engineering, March 1982, 332 p.
- Vecchio, F. J., and Collins, M. P., (1986) “The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear,” *ACI JOURNAL*, Proceedings V. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 219-231.
- Völgyi, I. and Windisch, A., (2014), “Resistance of reinforced concrete members with hollow circular cross-section under combined bending and shear – Part II: New calculation model”, *Structural Concrete* 15 (2014), No. 1, pp. 21-29.
- Walraven, J. C. (1980), “Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis”, 1980, *Delft University Press*
- Walther, R. (1962) “Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken – Schubbruchtheorie”, *Beton- und Stahlbetonbau*, 11/1962, pp. 261-271.
- Windisch, A., (1987) Discussion: M. D. Kotsovos „Behavior of Beams with Shear-to-Span Ratios Greater than 2.5“ *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 5, Sep-Oct 1987, p. 450
- Windisch, A., (1988) Discussion 85-S8: M. D. Kotsovos „Compressive Force Path Concept: Basis for Reinforced Concrete Ultimate Limit State Design“, *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 5, Nov-Dec 1988
- Windisch, A. () “Reconsideration of the Toronto Panel Tests and the Modified Compression Field Theory“ *Publication in preparation*.
- Windisch (1991), „Tensile Strength of Concrete: Prodigal Son or Primary Source?“, IABSE Colloquium, “*Structural Concrete*, Stuttgart, 1991, pp. 773-777.
- Windisch, A., (1988) „Das Modell der charakteristischen Bruchquerschnitte. Ein Beitrag zur Bemessung der Sonderbereiche von Stahlbetontragwerken“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 83, Heft 9, pp. 251-255, Heft. 10, pp. 271-274.
- Windisch, A., (1989): Discussion 85-S27: F. J. Vecchio, M. P. Collins “Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory“ *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 2, márc.-ápr. 1989
- Windisch, A.: Discussion 88-S29: Z. Bazant, M. T.Kazemi: “Size Effect on Diagonal Shear-Failure of Beams without Stirrups“ *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 2, March-Apr. 1992
- Windisch, A., (2000): “On the design of two-way reinforcements in R/C”, *Studi e ricerche*, Vol. 21, 2000, Scuola di specializzazione in Costruzioni in C. A. Fratelli Pesenti, *Politecnico di Milano*, pp. 283-302
- Windisch, A., (2002) “Towards a Consistent Design Model for Punching Shear Capacity”, *Int. Workshop on Punching Shear Capacity on RC Slabs. Stockholm*, pp. 293-301.

UTÓFESZÍTETT SZEGMENSTARTÓK ALKALMAZÁSA A MAGASÉPÍTÉSBEN: SIÓFOKI SPORTCSARNOK

Almási József, Nemes Béla, Polgár László

ÖSSZEFOGLALÁS

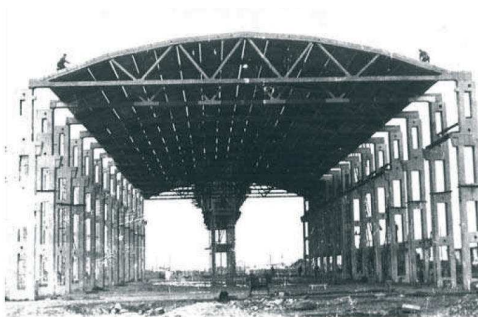
A cikk szerzői ezúton kívánnak tisztelni Dr. Tassi Géza professzor emeritus előtt 90. születésnapja alkalmából, egyúttal megköszönik a feszítési technológia adta tartószerkezeti fejlesztések területén végzett munkásságát. Cikkünk áttekintést ad a szegmenstartók múltbeli és jelenkori alkalmazásáról azzal a céllal is, hogy a feszített tartók segítségével újabb alkalmazási területek nyíljanak a magasépítésben.

Kulcsszavak: Feszítés, előfeszítés, utófeszítés, szegmens, szegmens illeszkedési felülete, jelenkori alkalmazások

1. ELŐZMÉNYEK

A feszítés magyarországi korai alkalmazási időszakában a korlátozott szállítási és emelési lehetőségek miatt több utófeszített szegmenstartós szerkezet került megvalósításra a csarnoképítések területén.

Ehhez kapcsolódóan említjük Lenkei P. és Lőke E. által tervezett rácsos szegmenstartókat.



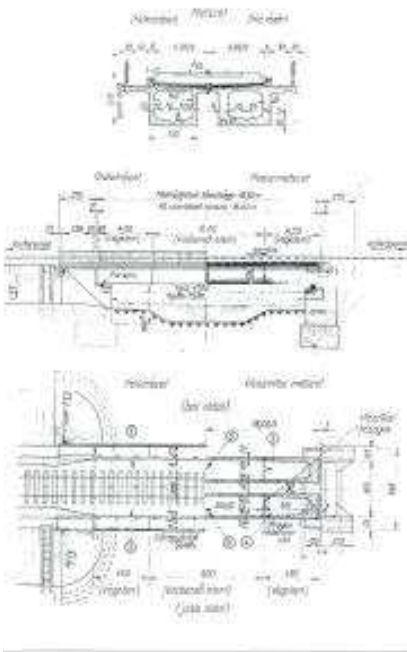
Ez egy Pécs melletti csarnoképítet lefedésére szolgáló, 26 méter feszítvü, 1960-ban tervezett és 1961-ben megvalósított, helyszínen előregyártott feszített beton rácsostartó (f. ábra).



50 év után a 90 éves Lőke Endre csodálattal nézi alkotását!

Ez idő tájt történ az utófeszítés alkalmazása vasúti vb. hidak esetében is. Első alkalommal Recskén, 1967-ben készült 3 db szekrény keresztmetszetű szegmens elemből (4,50+9,00+4,50) 18, 00 m nyílású híd a Tarna patakon [Nemeskéri, Tassi].

.....



Vasúti utófesztített szegmens híd a Tarnán

A gyártási udvarok sablontechnikájának, emelő kapacitásainak növekedése, a hosszú szállító járművek megjelenése stb. az előregyártott előfesztített tartók alkalmazását helyezte előtérbe az elmúlt időszakban. Magyarországon a leghosszabb tartó (48,0 m) a Ferrobeton hídgerendája. Németországban a Bremerbau cég 56 m-el készített csarnokpillérek fölé előfesztített tartókat.

2. JELENKORI ALKALMAZÁSOK

Az utófesztített szegmenstartók jelenkori alkalmazásai elsősorban hidaknál találhatók meg, de találni a magasépítésben épületeknél és csarnokoknál ilyen megoldást.

A nagy fesztávolság áthidalásának igénye funkcionális okok miatt nő. Ezen a területen egyeduralgkódó acélszerkezetek helyett versenyképesen lehet vasbeton feszített tartókat is gyártani. Ugyan a nagy fesztávolságú előrefeszített tartók alkalmazásának minden technikai feltétele mellett, ezen tartóknak a helyszínre juttatása sok építmény esetén az utak kialakítása adta korlátozások miatt sok esetben meghiúsul. Így volt ez a Siófoki sportszarnok esetében is, ahol a 40,6 m-es nyílást 3 db szegmensekből készített ülőfesztített tartóval hidaltuk át.



Siófoki Sportszarnok: az építés helyszíne



Az egymáshoz sorolt szegmensek

3. SZEGMENSEK KONTAKT KAPCSOLATA

A szegmensek érintkezési felülete mentén korábban a monolit kibetonozást alkalmazták, az egyes szegmensek gyártási pontatlansága okozta nehézségek kiküszöbölése érdekében.

Alkalmazásunknál nem ezt a megoldást, hanem a közvetlen (kontakt) érintkezéses – minimális vastagságú nagyszilárdságú ragasztóhabarcsos – megoldást választottuk.



Illeszkedő felület képe



Ragasztó bekenése



Összehúzás, ragasztó kiszorítás



Kapcsolat végleges képe

4. A TARTÓK FESZÍTÉSE

A 10—20-10 m hosszú elemeket a helyszínen kialakított vízszintes felületre és a tartók oldalirányú villás megtámasztását biztosító elhelyezés mellett feszítettük össze.

A 3 db egyenként 1050 kW-os feszítőerőt jelentő kábeleket egyenként feszítettük. Az első kábel feszítése a szegmensek közé helyezett ragasztó kismértékű összennyomását, a tartó elemek egymáshoz kapcsolódásának végleges helyzetét biztosító módon és mértékben került elvégzésre. Majd a ragasztó habarcs megszilárdulását követően folytatódott a kábelek feszítése a teljes feszítőerőig, amely értékénél már a tartó önsúlya működött, mivel a tartó felemelkedett. Ez a „felemelkedés” már megmutatta, hogy a tartó az áthidalási funkcióját képes ellátni.



Az első kábel részleges feszítése



A tartó elemelkedése a támaszról az utolsó kábel feszítését követően

5. A VÉGLEGES HELYÜKRE EMELT TARTÓK

A tartók feszítését követően még izgalmas pillanatok következtek, hogyan is viselkedik majd a tartónk kifordulásra. Amint a képek bizonyítják az előzetes számítások helyesen ítélték meg ezt is.



A felemelés pillanata



Úszás a levegőben



Végleges helyre eresztés



Tartó megtámasztása az oszlop villában



A véglegesen beemelt és egymáshoz ...
mervített tartók



A lefedett tér élménye (L = 40,6 m)

A tartók gazdaságos kialakítását a végleges állapotra annak „karcsúsításával” lehet csak megoldani. Ez viszont az ideiglenes állapotban a tartó kifordulás veszélyességét okozza, elsősorban az emeléskor, amit az emelő kötelek helyzetének az emelési pontok meghatározásával kerültük el.

6. HIVATKOZÁSOK

Nemeskéri – Kiss G. (1967): „Az első hazai feszített betonhíd építése”, *Mélyépítéstudományi Szemle* 1967/10. pp. 443-456.

Csiszár R. – Nemeskéri – Kiss G. – Tassi G. (1968): Feszített beton vasúti híd alakváltozásainak és erőjének vizsgálatára. *Mélyépítéstudományi Szemle*, pp. 516-565.

Lóke E. és Szalay J. (1964): Utófeszítés a hazai magasépítésben, *Magyar Építőipar*

Lenkei Péter (1962) Utófeszített vasbeton ráctartó – *Magyar Építőipar*, 1962, 11. évf. 4. pp. 145-151.

Almási J. - Nemes B. (2015): Vasút feletti épület-áthidalás kialakítása, *Vasbetonépítés*, 2015/2

Dr. Almási József (1940) okl. építőmérnök (1964), műszaki doktori fokozat (1972), 29 éves oktatás a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékén, több mint 200 szakvélemény készítése, 1995 óta a CAEC Kft. ügyvezetője. 2002-ben Palotás-díjjal kitüntetve. A BME címzetes egyetemi docense. A **fib** Magyar tagozatának tagja.

Nemes Bálint (1976) okleveles építőmérnök (1999), vezető tervező, tartószerkezeti szakértő, műszaki ellenőr, 1999 óta statikus tervező a CAEC Kft-nél.

Polgár László (1943) okl. építőmérnök 1967, műszaki igazgató ASA, **fib** Magyar tagozatának tagja. Palotás-díjjal kitüntetve 2002.

SEGMENTAL PRECAST ELEMENTS IN BUILDING CONSTRUCTION: SIÓFOK SPORTCENTER

József Almási, Bálint Nemes, László Polgár

At early 1960-70 Hungary built a lot of industrial halls. There was a demand to have large span with and to use precast concrete structures. The production and delivery capacity was not enough to produce such a heavy prefabricated elements. Designers like Mr. Lóke, Lenkei and Tassi and others take the first steps to use segmental elements in building industry.

Now day are again requested to overbridge Large (l >40 m) distances, to use instead steel structures concrete. It was the case at Siófok Sportcenter supplemented with those effect that there is no possible to transport to the site such a long elements. Naturally there are quite other conditions to produce a segmental beam elements then 60 year ago. The writes show the main steps the now day use of precast posttensioned concrete beams.

A NYOMOTT BETON TÖNKREMETELÉNEK FOLYAMATA

Béres Lajos

1029 Budapest, Dutka Ákos utca 66.

1958-ban lettem demonstrátor a Michailich professzor vezette Hídépítéstan II. Tanszéken, ismeretségünk és mondhatom, barátságunk Tassi Gézával innen datálódik. Egyéniségének bemutatása, jó tulajdonságainak (az új iránti érdeklődésétől a múlt értékeinek megbecsüléséig, szorgalmától fáradhatatlan voltaig) felsorolása kötetet venne igénybe, ezért csak egy apróság-nak tűnő, mégis rendkívül értékes jellemzőjét szeretném kiemelni. Ő az, akitől hat évtized alatt nem hallottam egyetlen rossz szót ismerősről, kollegáról és Ő az, aki egy elé kerülő munkából (legyen az diákköri dolgozat vagy akadémiai értekezés) nem annak hibáit, hiányosságait emeli ki, hanem a benne rejlő (esetleg a szerző által fel sem ismert) tudományos eredményt, újdonságot.

A számítógépeket megszegényítő, kiváló memóriájában volt tanítványai, kollegái, hazai és külföldi oktatók, kutatók és hozzátartozóik tízezreit tárolja, az évtizedek alatt kiépített kapcsolatokat folyamatosan ápolja és elnyúlhatetlen energiákkal építi. Nem csoda tehát, hogy az évforduló közeledtével a „betonosok” világa egységesen fordul felé és kíván hosszú életet, jó egészséget és töretlen munkakedvet Gézának.

ÖSSZEFOGLALÓ

A nyomott beton terhelés hatására bekövetkező tönkremenetele alapvetően a makrostruktúra, azaz a cement és a homok alkotta összefüggő habarcsfázis és az abban diszpergáltan elhelyezkedő nagyszemcsés adalék fázis kapcsolatának kimerülésére, megszűnésére vezethető vissza. Ez a folyamat jól kimutatható a betontestben lévő repedések, üregek terhelés okozta zárodásának és megnyílásának dinamikájával. A folyamat a betontest nyomás hatására bekövetkező térfogatváltozásának meghatározásával jól leírható, ennek fázisait mutatja be a dolgozat. A folyamat jellemzésére a beton alsó és felső kritikus feszültségének fogalmát vezetem be. Ezek meghatározására az átlagosan felszerelt laboratóriumokban is alkalmazható, gyakorlati módszert ismertetek.

1. BEVEZETÉS

A hajdani Építéstudományi Intézetben folytatott kutatásaim keretében – melyeknek több fejezetét opponálta Tassi Géza – hosszabb ideig foglalkoztam a beton makrostruktúrájának különböző igénybevételek hatására bekövetkező változásaival, e változásoknak a beton tulajdonságaira gyakorolt hatásával és a beton tönkremeneteli folyamatával. A vizsgálat szempontjából a megszilárdult beton makrostruktúráját alapvetően kétfázisú anyagnak tekintem, amely a cement és a homok alkotta összefüggő habarcsfázisból és az abban diszpergáltan elhelyezkedő nagyszemcsés adalék fázisból áll. A beton terhelés hatására bekövetkező tönkremenetele alapvetően e két fázisban és főleg a két fázis kapcsolatában lejátszódó folyamatok következménye.

Jelen dolgozatban egy közel 50 évvel ezelőtt publikált munkából kívánok kiemelni néhány gondolatot. Összefoglalom, hogy milyen jellegzetes szakaszai vannak a fokozatosan növekvő,

központos nyomással terhelt beton makrostruktúrájában végbemenő folyamatnak, azaz a beton tönkremenetelének és ezek hogyan határozhatók meg.

2. ELŐZMÉNYEK

Brandtzaeg – spirálvasalású betonoszlopokkal kapcsolatos kutatásai kapcsán – vasatlan betonhengerek nyomó vizsgálatánál azt tapasztalta, hogy magasabb terhelésnél a próbatestek térfogata már nem csökkent, hanem növekedni kezdett, amiből arra a következtetésre jutott, hogy „a betonban a nyomófeszültségek okozta törés kezdetét az anyagnak a nyomás irányával párhuzamos kis felületeken történő felhasadása jellemzi”. Későbbi vizsgálatainak (1932) eredményeként a jelenség leírására bevezette a nyomott beton kritikus feszültségének (σ_{kr}) fogalmát, amelynél a beton hossz- (ε_x) és keresztirányú fajlagos alakváltozásából (ε_y) meghatározott fajlagos térfogatváltozás ($\theta = \varepsilon_x - 2\varepsilon_y$) a maximumát (így a vizsgált beton térfogata a minimumát) éri el.

A beton makrostruktúrájában nyomás hatására bekövetkező változásokkal, a struktúra dezintegrációs folyamatával csak az 1950-es évek végétől kezdett intenzíven foglalkozni a kutató-társadalom.

Berg (1963) a nyomott beton fellazulási folyamatának leírására a beton „parametrikus pontja” elnevezést vezette be és R^v_T -vel jelölte, értékét a kereszt- és hosszirányú fajlagos alakváltozások $\Delta\sigma$ feszültségnövekedés okozta növekményei ($\Delta\varepsilon_y$, $\Delta\varepsilon_x$) hányadosának $\nu = \frac{\Delta\varepsilon_y}{\Delta\varepsilon_x} = 0,5$ értékével definiálta. Valójában a Berg féle parametrikus pont megfelel Brandtzaeg kritikus feszültségének, mivel $\theta = \theta_{max}$ esetén $\frac{d\theta_{max}}{d\sigma} = 0$ és így $\Delta\theta \approx 0$, miután $\Delta\theta = \Delta\varepsilon_x - 2\Delta\varepsilon_y = 0$, innen $\frac{\Delta\varepsilon_y}{\Delta\varepsilon_x} = 0,5$.

A Brandtzaeg és Berg által bevezetett jellemző értéknél a beton térfogatváltozása már kiterjedt belső repedezettségre utal, azaz a nyomott beton tönkremeneteli folyamata már előrehaladott állapotban van, így a tönkremeneteli folyamat jellemzésére önmagában nem elégséges. Ezt felismerve számos kutató kísérlete meg az első repedések megjelenését kimutatni.

Rüsch (1959) a betontestre helyezett, állandó intenzitással működő ultrahang adó segítségével, az ultrahang-abszorpció változásából, R. L'Hermite (1957) a próbatest felületére szerelt kristálymikrofonok alkalmazásával a törési zajok frekvenciájának és intenzitásának változásából következtetett a repedések megjelenésére. Rajtuk kívül számos kutató – különböző módszerekkel – próbálkozott a beton tönkremeneteli folyamatának kezdetét megtalálni és azt – kimondva vagy csak hallgatólagosan anyagállandónak tekintve – pontosabban definiálni. T.Hsu és társai (1966) különböző terhelési szintek elérése után a betontest metszeteiről készített mikroszkópi felvételeken tanulmányozták a kialakult repedések jellegét és méreteit. Vizsgálataik szerint az adalékszemesék és a habarcs érintkező felületein már a terhelést megelőzően is kimutathatók hajszárepedések (bond cracks), ezek hossza és szélessége a törőteher 30%-a felett rohamosan növekedni kezd, majd a törőteher 70-90%-ánál megjelennek és növekszenek az ún. habarcs vagy átmenő repedések (mortar or continuous cracks), amelyek a szomszédos kötési repedéseket kapcsolják össze és ezzel egy összefüggő repedéshálózatot hoznak létre. Ennek kifejlődésével a beton teherbíró képessége gyorsan csökken.

A kutatók egy része – különböző vizsgálataik alapján – javaslatot tett a tönkremenetel kezdetét jelző igénybevételi szint kísérleti meghatározására. E munkák során kapott – egymástól jelentősen különböző – értékeket Desayi és Wiswanatha (1967) foglalta össze. Berg a próbatest kereszt- és hosszirányú fajlagos alakváltozásai hányadosának (a harántkontrakciós tényezőnek) „konstanstól való eltéréséhez” kapcsolta a szerkezeti fellazulás kezdetét, s ezt alsó parametrikus pontnak (R_1^0) nevezte, kísérleti értékét a beton szilárdságának függvényében adta meg.

Megjegyzendő, hogy az ismertetett megállapítások egy része a magyar nyelvű szakirodalomba – nagyrészt kritikai észrevételek nélkül – bekerült, értelmezésük (és egyes ellentmondásaik feloldása) azonban elmaradt.

3. A TÖNKREMENETEL FOLYAMATA

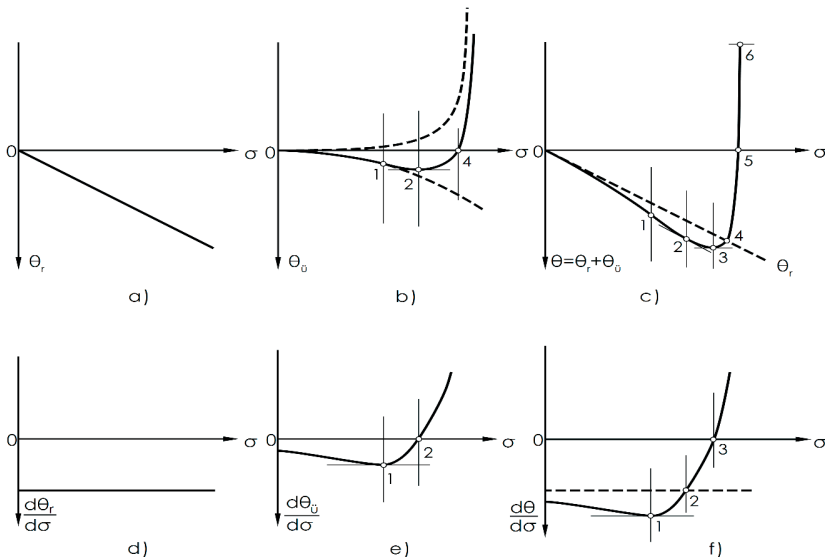
A beton tönkremeneteli (dezintegrációs) folyamatát a következők ábracsoporton (1. ábra) szemléltetem.

A felső ábrásor a beton θ fajlagos alakváltozását ábrázolja a σ nyomófeszültség függvényében, ahol $\theta = \frac{V_0 - V}{V_0} = \frac{\Delta V}{V_0}$ továbbá V_0 a betontest térfogata terheletlen állapotban, V pedig egy σ feszültségshoz tartozó érték.

- Az a) jelű ábra a (repedések, üregek nélküli) beton θ_f fajlagos rugalmas térfogatváltozását mutatja.
- A b) jelű ábra a betonban lévő repedések, üregek fajlagos térfogatváltozását szemlélteti: szaggatott vonal jelzi, egyrészt amint a meglévő repedések, üregek a teher hatására záródnak, másrészt amint egy bizonyos feszültségshoz új repedések keletkeznek, növekszenek és a korábban záródott repedések ismét megnyílnak, a folyamatos vonal pedig az üregek, repedések záródásának illetve megnyílásának eredőjeként létrejövő fajlagos üreg-térfogatváltozást θ_0 mutatja.
- A c) jelű ábra az első két ábra szuperponálásával jött létre, így beton tényleges fajlagos térfogatváltozását mutatja, a dezintegrációs folyamat valamennyi jellemző (1-5) pontjának feltüntetésével.

Az alsó ábrásorban rendre a felső sorban lévő σ - θ ábrák feszültség szerinti első deriváltja szerepel. Ezek az ábrák a jelenség pontosabb megismerését teszik lehetővé, továbbá rámutatnak a folyamat mérés-technikai kimutatásának lehetőségeire.

- A d) jelű ábra magyarázatot nem igényel.
- Az e) jelű ábra a záródó és megnyíló repedések, üregek eredő térfogatváltozása fajlagos értékének alakulását mutatja a feszültség függvényében: kezdetben az egységnyi feszültség hatására kialakuló üregtérfogat csökken, majd az 1 pontot elérve a csökkenés mérséklődni kezd és a 2 pontnál zérus értéket vesz fel.
- Az f) jelű ábra a d) és e) ábrák szuperponálásával jött létre, ez az ábra a c) jelűhöz képest különösen a dezintegrációs folyamat kezdeti szakaszáról ad szemléletes információt.



1. ábra

A nyomott beton dezintegrációs folyamatának jellemző fázisai

Az ábrák alapján tekintsük át a nyomott beton struktúrájának dezintegrációs folyamatát:

- a 0 és 1 pontok között a beton tehernöveléssel arányos tömörödése (térfogatsökkenése) mellett, az üregek térfogata – a repedések, üregek (itt még domináns) záródásának és megnyílásának együttes hatására – csökken (megjegyzendő, hogy nagyobb szilárdságú, jól tömörített betonoknál ez a hatás kisebb)
- az 1 pont a $\frac{d\theta}{d\sigma}$ - σ görbe szélső értékét (a θ - σ görbe inflexiós pontját) jelzi, itt éri el maximumát az egységnyi feszültségre eső fajlagos térfogatsökkenés,
- az 1) és 2) pontok között a repedések megnyílása a záródással szemben dominánssá válik, majd ennek következtében
- a 2) pontban az üregek térfogata eléri a minimumot (lásd θ_0 - σ görbe), azaz a $\frac{d\theta_0}{d\sigma}$ - σ függvény zérus értékű,
- a 2) és 3) pontok között az üregek megnyílása, a beton felhasadozása fokozatosan felgyorsul, aminek következtében
- a 3) pontban a betontest térfogata eléri a minimumát, így a $\frac{d\theta}{d\sigma}$ - σ függvény zérus értékű, ezt követően a betontest fellazulása felgyorsul,
- a 4) pontban az üregek záródása és megnyílása kiegyenlíti egymást, a θ_0 - σ görbe zérus értéket vesz fel (θ - σ görbe pedig itt metszi a beton rugalmas összenyomódását leíró egyenest),
- az 5) pontban az intenzív fellazulás következtében betontest térfogata megegyezik a terheletlen állapothoz tartozó térfogattal (θ - σ görbe zérus értéket vesz),

- a 6) pont a teljes tönkremenetelhez tartozó térfogatváltozást mutatja (értéke nagymértékben függ az alkalmazott vizsgálati módszertől).

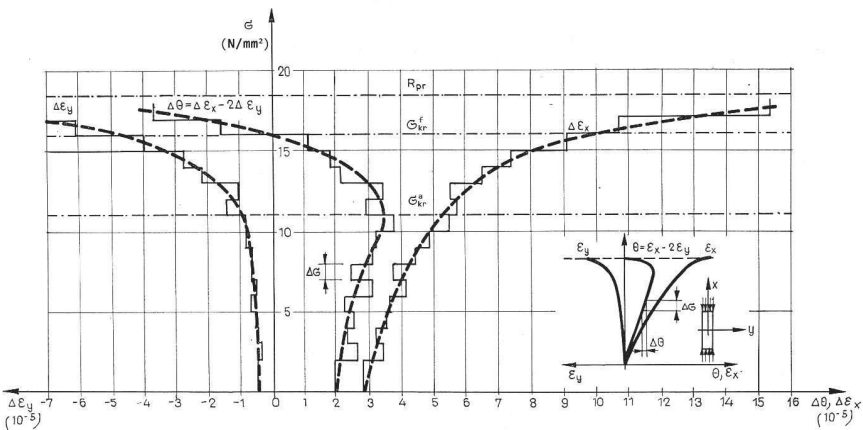
4. A KRITIKUS ÉRTÉKEK ÉS KIMUTATÁSUK

Miután a nyomott beton makrostruktúrájában végbemenő változások fokozatosan jönnek létre, ezért a változások jellemzésére szolgáló értékek csak bizonyos konvenció révén definiálhatók. Ezt felismerve tettem korábban javaslatot e jellemző értékek meghatározására:

- A beton intenzív dezintegrációs folyamatának kezdete az előző fejezetben vizsgált értékek közül az 1 ponttal jelzett értékhez, a beton feszültség-fajlagos térfogatváltozás diagramjának inflexió pontjához kapcsolható. Elnevezésére – a Brandtzaeg féle „kritikus feszültség” terminust megtartva – az alsó kritikus feszültség terminust alkalmaztam és azt σ_{kr}^a -nak jelöltem.
- A tönkremenetel kifejtettebb fázisának jellemzésére a Brandtzaeg féle értéket megtartottam, de azt (az alsó értéktől való megkülönböztetés érdekében) felső kritikus feszültségnek neveztem és σ_{kr}^f -nek jelöltem. Meghatározása az előző fejezetben vizsgált diagram 3 ponttal jelzett értékével történik, fizikailag a beton feszültség-fajlagos térfogatváltozás diagramjának szélső értékéhez kapcsolható.

A laboratóriumi mérések során elsősorban a feszültség – fajlagos alakváltozások, illetve ebből a feszültség – fajlagos térfogatváltozások diagramját vesszük fel, illetve határozzuk meg. Az előző ábráskákból látható volt, hogy a jellemző értékek pontosabban meghatározhatók, ha rendelkezésünkre áll a feszültség-fajlagos térfogatváltozás diagram feszültség szerinti első deriváltja. Itt az alsó kritikus feszültség a diagram szélső értékével jellemezhető, a felső kritikus feszültség pedig a görbe zérus értékéhez tartozik.

Gyakorlati megvalósításához a terhelést azonos lépcsőkben emelve az egyes feszültségnövekmények ($\Delta\sigma$) hatására létrejövő hossz- és keresztirányú fajlagos deformációnövekményekből ($\Delta\varepsilon_x$, $\Delta\varepsilon_y$) számított fajlagos térfogatváltozás-növekmények ($\Delta\theta$) értékeivel közelítjük. Lásd 2. ábra.



2. ábra

A beton dezintegrációs folyamata jellemző értékeinek gyakorlati kimutatása

A cikk terjedelme miatt csak utalok arra, hogy a kutatás kiterjedt az anyagjellemzők, a beton kora és a terhelési sebesség, valamint az alsó kritikus feszültség közötti összefüggés vizsgálatára, továbbá az alsó kritikus feszültségnek a beton tartós és ismétlődő terhelésénél, valamint relaxációs folyamatánál kimutatható hatására.

5. HIVATKOZÁSOK

- Béres, L. (1968) „A beton nyomás hatására bekövetkező makrostrukturális változásai”, *ÉTI Tudományos Közlemények* 65.
- Berg, O. Ja. (1963) „A beton hossz- és keresztirányú alakváltozása rövidejű és tartós teher hatására” *KGST jelentés* a18.2.5 sz. témában (orosz nyelven)
- Brandtzaeg, A. (1932) „Wirkungsweise umschürter Betondruckkörper” *Beton und Eisen*, Heft 15.
- L’Hermite (1957) „Que savons-nous de la déformation plastique et du fluage du beton?” *Annales de l’ITBTP*, 9.
- Hsu, T.C., Slate, F.O., Sturman, G.M. and Winter, G (1966) „Microcracking of Plain Concrete and the Shape of Stress-Stain Curve” *ACI Journal, Proceedings* Vol. 60.
- Rüsch, H. (1959) Physikalische Fragen der Betonprüfung, *Zement-Kalk_Gips*, Heft 1.

FA-BETON ÖSZVÉRTARTÓK TERVEZÉSE ÉS KIVITELEZÉSE (TŰZHATÁS FIGYELEMBEVÉTELÉVEL)

Prof. Dr. Tassi Gézának, A fib Magyar Tagozat tiszteletbeli elnökének, volt tanáromnak a Budapesti Műszaki Egyetemen, (aki felhívta figyelmem környezetbarát tartószerkezetek építésére), 90. születésnapjára tisztelettel ajánlom

*A.o. Univ.Prof. Baurat h.c.DI Dr.techn.Dr.h.c. Elemer Bölscey
Institut für Hochbau und Technologie, TU Wien
Karlsplatz 13/206-1, A-1040 Wien*

SUMMARY

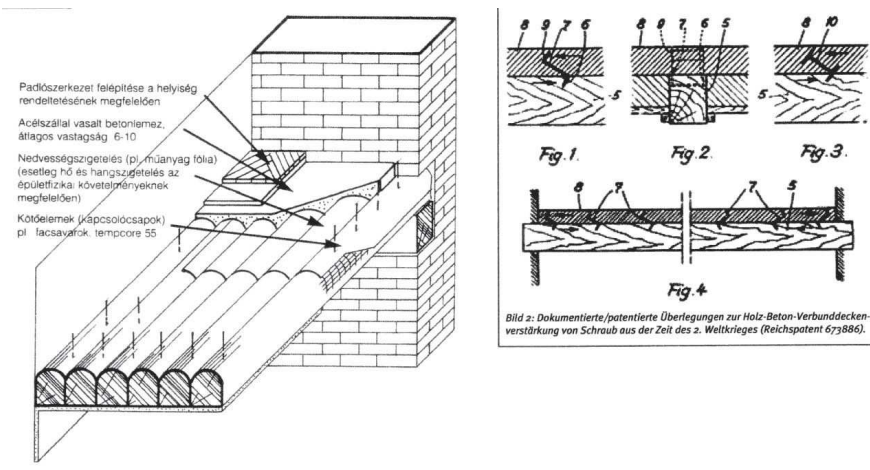
How to plan and build wood (steel fabric) concrete ceiling constructions (and meet fire safety requirements)? Systematic research carried out at universities such as Vienna University of Technology and practical experience gained in the structural rehabilitation of old buildings has shown in the past couple of decades that old ‘historic’ hollow beam ceilings – but also new wood ceiling constructions – can mostly be restored without great difficulty (in combination with reinforcing construction elements such as thin (steel fabric) concrete slabs). The described composite constructions make it possible (as a result of an optimized use of the material advantages of the composite materials wood and fibrated concrete) to raise the moment load capacity and deformation stiffness as well as improve the acoustics and vibration behaviour.

Furthermore, it has been shown how to subsequently improve the resistance of existing buildings under fire and improve the fire safety and earthquake resistance of existing buildings by building in additional reinforcing quasi elastoplastic (steel) fabric concrete building components.

1. BEVEZETÉS

A XIX. évszázad végéig, sőt a XX. század elejéig a történelmi Magyarország (és az Osztrák-Magyar Monarchia) köz- és lakóépületeinek jelentős része fafödémrel (csapos-gerendás vagy borított gerendás födém szerkezet alkalmazásával) épült.

A magyar barokk és klasszicista kastélyépítészet mestereinek (Fellner Jakab, Hefele Menyhért, Pollack Mihály és mások) monumentális építőművészeti alkotásai ugyanúgy, mint a kiegészést követő korszak világvárossá fejlődött Budapestjének bérpalotái és többszintes polgárházai – a boltozatos kivitelezésű pincefödémek kivételével – a (magas-)földszint (Parterre) fölöttől a padlástérig (zárófödémig) csaknem kizárólag fafödémrel készültek (Pattanyús-Ábrahám, 2013). E házak egy modern társadalom aktuális igényeinek (a jelenlegi EUROCODE előírásainak megfelelő) szintjén történő fennmaradásának illetve „továbbélésének” (alap-) feltétele, hogy a födém szerkezetek megfeleljenek az időszerű tartószerkezeti és épületfizikai követelményeknek, ami gyakorlatilag minden esetben csak a fafödémek revitalizálásával/megerősítésével érhető el. Az acélszál erősítésű nyomott betonövről (kapcsolóelemes) utólagos beépítése olyan a mérnöki gyakorlatban (főleg Ausztriában, Németországban és Svájcban) már évtizedek óta praktizált és továbbfejlesztett/optimált fafödém felújítási eljárás (1. ábra), amellyel nemcsak a teherbírás jelentős növelése, az önréteg ill. lehajlás csökkenése érhető el, hanem a hő, hang és a nedvesség elleni szigetelés és a tűzvédelem is a korszerű műszaki igényeknek megfelelően alakítható ki (Bölscey 1990, 2005).



1. ábra Acélszállal nyomott övvel megerősített csapos fafödémek épületfizikai és statikai szerkezeti optimalizálása

2. ábra Dokumentált/szabadalmaztatott fa-beton födém-szerkezet megerősítési revitalizációs eljárás (O. Schraub, 1939) tervvázlata a mások világháború idejéből (Z ill. I-profilacél nyírt kapcsolóelemek alkalmazásával)

2. TÖRTÉNETI ÁTTEKINTÉS – KEZDETI KISÉRLETEK ÉS KIVITELEZÉSEK

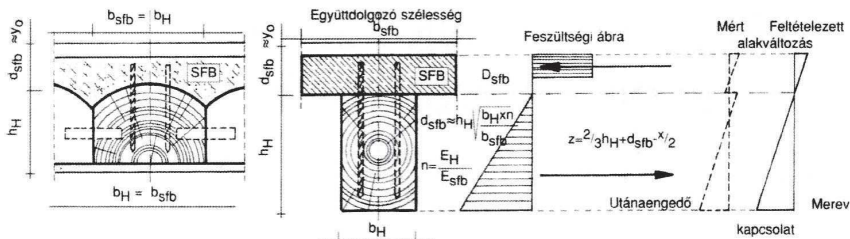
A beton- és faszervezetek együttműködésének ötlete nem újkeletű, hiszen komoly építészettörténeti hagyományokkal rendelkezik: A régi római építőmesterek már 2000 évvel ezelőtt próbálkoztak „Opus Caementitium” (antikbeton) és fagerendák közös alkalmazásával (Bölskey, Billes, 2005).

A fa-beton öszvérszerkezetek tudományos kutatása és gyakorlati alkalmazása a második Világháborút megelőző időkben – főleg a vas- ill. acélhiány ellensúlyozásának keretében kezdődött meg. Az első dokumentált ill. szabadalmaztatott tervvázlatok beton fedőlemezzel kombinált/erősített faanyagú födém szerkezetek kivitelezésére Otto Schraub (Németország 1939, Reichspatent 673886) és Piccolin (Schweiz 1942) javaslatoként több mint 70 éve jelentek meg (2. ábra).

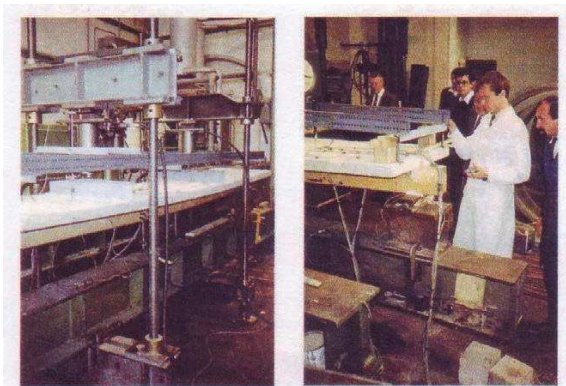
A második Világháború végén Ázsiában amerikai és japán hadmérnökök próbálkoztak „bambusz-beton” (bambuszrudakkal, mint vasalást helyettesítő, húzásra igénybevett betétek) főleg provizórikus betonhidakban történő alkalmazásával (Geymayer, 1983).

A fenti (át-)építési eljárás konkrét épületrehabilitáció keretében történt sikeres gyakorlati alkalmazására a műemlékvédelem alatt álló „Zum guten Hirten – A jó pásztorhoz” elnevezésű rokokó épület (régii fafödémek öszvértartó jellegű) megerősítésére az 1960-as évben került sor Pozsony (Postulka, 1983) belvárosában.

Fa-beton együttdolgozó tartószerkezetek intenzív experimentális kutatásával a bécsi Műszaki Egyetem Magasépítési és Technológia Tanszéke illetve annak Építőanyagok, Építéstechnológia és Tűzvédelem Kutatórészlege az 1980-as évek óta foglalkozik (3. és 4. ábra) (Bölskey, Zajicek, 1988, Kolbitsch, Pauser, Bölskey, Zajicek, 1992).



3. ábra Hajlításra igénybevett fa-acélszálbeton öszvértartó keresztmetszete: A lehetséges alakváltozások ábrázolása és a közelítő erőtani tervezéshez/méretezéshez felvett egyszerűsített feszültségi diagramm



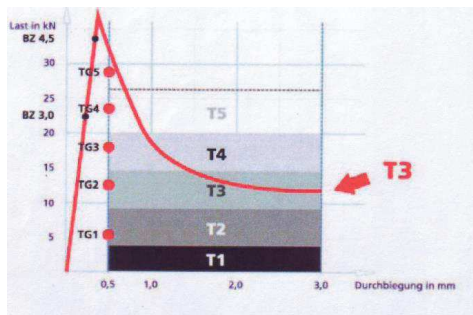
4. ábra Fa-acélszálbeton öszvértartószerkezetű földmgerendákon a 80-as években végzett laboratóriumi vizsgálatok elrendezése a Bécsi Műszaki Egyetem Kísérleti és Kutatási Intézetének laboratóriumában

A „**hbv (Holz-Beton-Verbund)- Bauweise**”, azaz a fa- (szálerősítésű) beton-öszvértartószerkezet építéstechnológiai módszer a fentiekben ismertetett masszív- fa-beton (át)építési eljárás továbbfejlesztett korszerűsített variációja, az optimált acélszálbeton erősített nyomott övvel történő kivitelezés a módszer innovációs „High-Tech”-változata (Bölskey, Billes, 2006) (5.ábra).

3. FA-(ACÉLSZÁL-)BETON („ÖSZVÉRTARTÓ-”)SZERKEZETEK ERŐTANI TERVEZÉSÉNEK/MŰKÖDÉSÉNEK ALAPJAI

A kezdeti számítási módszerek az (elasztikus) rugalmasan kapcsolt, összetett szelvény/keresztmetszetű hajlított tartók méretezési elvein alapultak: A „nyírásmerő” fa-beton-öszvértartó alakváltozásának ill. feszültségállapotának leírásához szükséges (össz-) inercia-nyomaték (hajlítással szembeni ellenállás) – Steiner tétele értelmében az elemi fa ill.

beton „ideális” keresztmetszetrészek másodrendű nyomotékából a „Steiner-tagok” figyelembevételével számítható (Bölcskey, Billes, 2005, 2006).



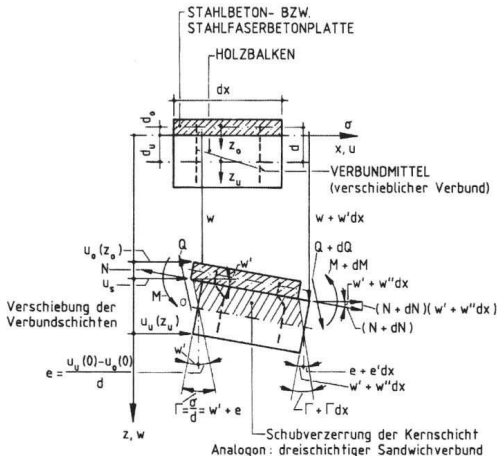
5. ábra Csapos fafödém revitalizálásához, nyomott betonösvél történő megerősítéséhez tervezett C 25/30 B1 FaB T3/BZ 4,5/TG5 minősítésű ill. összetételű acélszálbeton teheralakváltozás görbéje a „Szálérosítású Beton Irányelvek” (Richtlinie Faserbeton) minőségvizsgálati előírásnak megfelelően. (Repedés utáni viselkedés: Tartószerkezetbiztonsági klasszifikálás T3; Átlagos hajlítózsilárdság (közéérték) minimális értéke: 4,5 N/mm²) (ÖVBB Richtlinie Faserbeton 2002)

Már lassan 60 éve, hogy Möhler (Möhler, 1956) egy habilitációs eljárás keretében az elasztikus – rugalmas kapcsolati fűga ill. az „utánaengedő” kapcsolóelemek figyelembevételével a maihoz közel álló, számítógépen feldolgozásra is kitűnően alkalmas matematikai modellezésével egy olyan korszerű számítási módszer elveit fogalmazta meg, mely azóta is (többször továbbfejlesztett ill. modifikált változatban, pl. Aicher és v. Roth-tól mint „Szendvicslemez Theoria, 6. ábra) az újszerű fa-(acélszál-)beton (öszvér-)szerkezet típus méretezésének alap gondolatát képezi (Aicher, v. Roth, 1987).

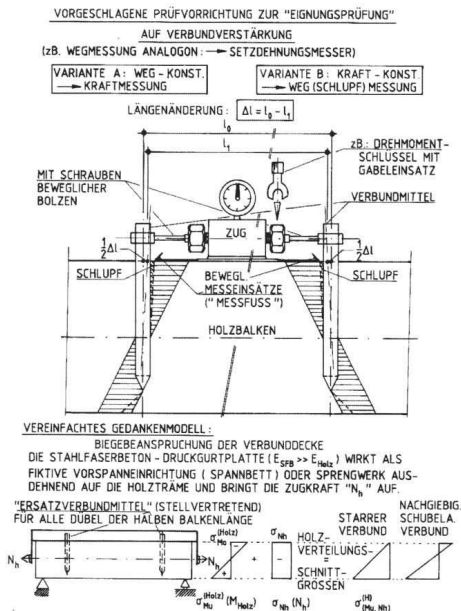
Az osztrák „Lakásépítési Kutatóprogram” (Wohnbauforschung, Forschungsvorhaben/kutatási program F 1130, 30.10.1989) keretében Bölskey és Zajicek különböző (a fában illetve betonban quasi-elasztikusan befogott) facsavaros és tempcore 55-betonacél nyírt kötőelemekkel kapcsolt fa-beton födém szerkezetek feszültségi állapotának az erőtadás (ill. nyíróerőátvitel) karakterisztikus szakaszaiban történő átrendeződésének kérdéseit vizsgálta. (Bölcskey, Zajicek, 1988, Kolbitsch, Pauser, Bölskey, Zajicek, 1992).

Statisztikailag kiértékelt „in Situ” (építkezési helyszíni) kísérletsorozatok segítségével sikerült a releváns anyagjellemzők szórását lényegesen lecsökkenteni, illetve a matematikai modellezés (modifikált „Verteilungsschnittgrößen” számítási eljárás) megbízhatóságát növelni, a mérnöki gyakorlat számára „pontosítani” (7. ábra).

A horizontális együttműködés, ill. a vertikális **csapos**-(fa)-csavaros kötés/kapcsolat (elméletileg feltételezett) kontinuitásának feloldásával (Bergfelder, 1974) egy „Vierendel-Rahmenbalken-Modell”/Vierendel-kerettartó jellegű (közelítő) számítási módszert dolgozott ki, amely különösen jól használható épületfizikailag optimált szálérosítású betonlemezrel együtt dolgozó fa tartószerkezetek (fa-beton-födémlemezek) részkeresztmetszetei között beépített (hő)szigetelő rétegeknek figyelembevételére/modellezésére.



6. ábra Fa-beton-(öszvér-)tartószerkezet (elemi fa- ill. beton keresztmetszetrészek + „utánaengedő” kapcsolóelemek) igénybevételi állapotának elméleti leírására/számítására is alkalmas másodrendű matematikai-mechanikai modell (Theorie II. Ordnung) (Aicher, v. Roth, 1987), „Szendvicstartószerkezet” teóriájának elvei alapján



7. ábra Az építkezéseken (pl. Bécs belvárosi Harrach palota csapos fafödemeinek revitalizálásánál) alkalmazott „utánaengedő” kötőelemek erőtani viselkedésének, a (nyíró-) erőátadás keretében történő csúszólmozdulásának („Holzschlupf”) megítélésére/mérésére szolgáló „in Situ” helyzini kísérletorszozatok alapötletének vázlatos ábrázolása (Böleskey, Billes, 2005)

Natterer és Hoeft – a részkeresztmetszetek egyensúlyi feltételeinek figyelembevételével, a Hooke törvényből kiindulva, a „klasszikus” gerendaelmélet Bernoulli-féle hipotézisének/ feltevésének részbeni elfogadásával (a deformált öszvértartószerkezet részkeresztmetszetei síkok maradnak, de az összetett „egész”-keresztmetszet a kapcsolati fűga „utánaengedésének” következtében már nem [!]) – megfogalmazták az elasztikus kapcsolatú (öszvér-)tartó deformálódott tengelyvonalának („rugalmas vonalának”) (Natterer, Hoeft 1987) általános differenciálegyenletét :

$$(E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2) \cdot \frac{\delta^4 w}{\delta x^4} - [(E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2) \cdot \omega^2 + e^2 \cdot k] \cdot \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} - \frac{\delta^2 F}{\delta x^2} + \omega^2 \cdot F = 0$$

$$\omega^2 = k \cdot \frac{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}{E_1 \cdot A_1 \cdot E_2 \cdot A_2} \qquad k = \frac{C}{e'}$$

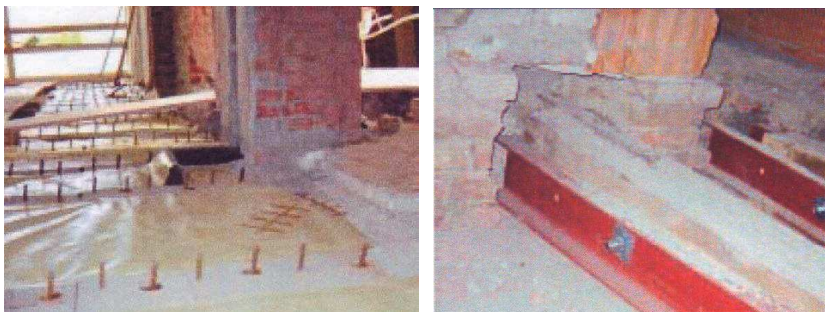
E_1, E_2	E-Modul, a beton ill. fa alakváltozási tényezője
I_1, I_2	Tehetlenségi nyomaték/Inercianyomaték (beton ill. fa)
A_1, A_2	Keresztmetszeti felület (beton ill. fa)
W	Lehajlás/alakváltozás
e	Fa és beton (rész-)keresztmetszetek súlyponti távolsága
F	„felosztott” terhelés
C	(Schubfedersteifigkeit) Kötőelem nyírási „rugómerevsége”
e'	Kötőelemek (csapok, facsavarok stb.) közötti távolság

Ennek a fa-beton-öszvértartók alapvető statikai adottságait figyelembevéve, az (öszvér-)tartó lehajlását/alakváltozását leíró hatodfokú differenciálegyenletnek (sinus alakú teherfüggvény figyelembevételével) a 80-as évek végén publikált levezetés/megoldása (Natterer, Hoeft 1987, Huber 2010) képezi az európai mérnöki gyakorlatban jelenleg alkalmazott méretezési eljárások, számítási programok (pl. SFS VB Schrauben, Europäische Technische Zulassung ETA-13/0699, „Ancon”-Bemessungsprogramm/méretezés) elméleti-tudományos alapját (SFS Stadler, 1994).

4. TŰZBIZTONSÁGOS GYAKORLATI ALKALMAZÁSOK – AZ ELMŰLT ÉVTIZEDEK TAPASZTALATAINAK ÖSSZEFOGLALÓ ÉRTÉKELÉSE

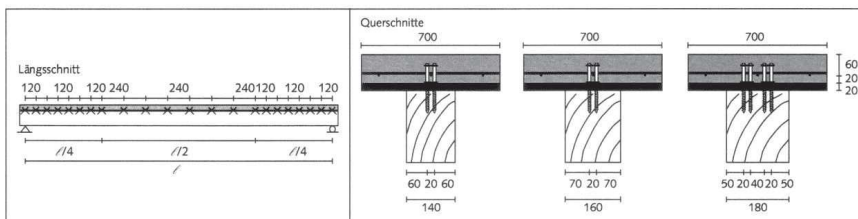
Tűzbiztonságos faszerkezetek revitalizálása/megerősítése ill. fa-beton-(öszvér) tartószerkezetek tervezése (határállapotok vizsgálata) és kivitelezése az utóbbi évtizedekben már a DIN 1052 ill. az EUROCODE 5 előírásai (többek között a fenti normákban rögzített, ismertett **γ -Methode/Gamma** –módszer (Bölcskey, Billes, 2005; Huber, 2010) alapján történik. Ebben az említett differenciálegyenlet (Natterer, Hoeft 1987) alapján kidolgozott, lineár-elasztikusan számoló, „modellező” közelítő eljárásban egy effektív=“tényleges”/“hatásos” (össz-)hajlítási merevség (mint az öszvértartó jellegű szerkezeti viselkedés kifejezője ill mértéke) lesz az alakváltozás, lehajlás illetve a (rész-)igénybevételek számításának, valamint a nyírásra igénybevett kötőelemek (csapok, (fa-)csavarok esetleg betonacélbetétek) dimenzionálásánál illetve „kiosztásánál” figyelembevéve.

A (mérnök-)gyakorlati célokra modifikált Gamma-eljárás & „**hbv**-(Holz-Beton-Verbund) azaz a fa – (szálerősítésű)beton-öszvértartó kivitelezés széleskörű gyakorlati alkalmazhatóságát, „életrevalóságát” tartószerkezeti és kivitelezési flexibilitását több 10.000 m² Bécs városában, Alsó- és Felső-Ausztriában, valamint Burgenlandban épített és részben már évtizedek óta működő épületfizikai és tűzvédelmi szempontból optimált fa-beton fődémszerkezet igazolja (8. és 9. ábra; JA-Wr. Neustadt/Bírósi Intézmény; Építész:Arch. DI Machalek, Szerkezet-tervezés és épületfizika: DDr. Bölskey & Dr. Scherpke Ziviltchniker).



8. ábra JA-Wiener Neustadt/Bírósági Intézmény (építész: Arch. DI Machalek, szerkezettervezés és épületfizika: DDr. Bölskey & Dr. Scherpke Zivilttechniker) „hbv” fa- (szálerősítésű) beton öszvértartó csavarozott U-acél megerősítéssel kombinálva

9. ábra JA – Wiener Neustadt/Bírósági Intézmény és börtönépület fafödemeinek megerősítése/revitalizálása: kötélelemek (betonacélbetétek és facsavarok), valamint PVC-műanyag fólia – nedvességszigetelés beépítése



w · $\sqrt{300}$, REI 60		Balkenbreite: 140 mm				Balkenbreite: 160 mm				Balkenbreite: 180 mm							
q_n [kN/m ²]	q_n [kN/m ²]	140/160	140/200	140/240	140/280	160/200	160/240	160/280	180/200	180/240	180/280						
		KH	BSH	KH	BSH	KH	BSH	KH	BSH	KH	BSH	KH	BSH	KH	BSH		
1.0	3.0	3.9	4.5	4.7	5.1	5.5	5.7	6.3	5.1	5.7	6.4	6.9	7.8	8.7			
1.5	3.0	3.7	4.3	4.5	4.8	5.3	5.4	6.0	4.8	5.4	6.1	6.6	7.5	8.4			
2.0	3.0	3.5	4.0	4.2	4.5	5.0	5.1	5.7	4.6	5.2	5.8	6.3	6.4	7.3	8.2		
2.5	3.0	3.3	3.9	4.0	4.3	4.8	4.9	5.4	4.4	4.9	5.5	6.0	6.2	7.1	8.0		
3.0	3.0	3.2	3.7	3.9	4.2	4.6	4.7	5.2	4.2	4.7	5.3	5.8	6.1	6.9	7.7		
3.5	3.0	3.1	3.6	3.7	4.0	4.4	4.5	5.0	4.1	4.6	5.1	5.6	5.9	6.6	7.5		
4.0	3.0	3.0	3.4	3.6	3.9	4.2	4.3	4.8	3.9	4.4	4.9	5.4	5.8	6.4	6.6	7.3	7.4

10. ábra Fa-(acélszál)-beton öszvértartó vázlatos szerkezeti kialakítás 45° alatt ferde egymást keresztező (fa)csavaros kapcsolóelemek (csapos-típusú kapcsolatok) esetén. Az alanti (előmértéző”) táblázatban a (fa-)keresztmetszetek geometriájának (szélesség/magasság [mm]) függvényében megállapított maximális támaszköz értékek tüzhatalas-igénybevétel esetén a „világosszürke” táblázati oszlopokban közölt értékekre redukálódnak (Bölskey, Billes 2005, Merkblatt Brandschutz EMPA/ETH 2001, Frangi, 2001).

Fa-beton-(öszvér-)tartók az építkezéseken szerzett személyes tapasztalataink és tűzvédelmi laborkísérletek (Huber 2010) tanúsága szerint – kedvezőbben viselkednek tüzhatalas esetén, mint (csupán) fa vagy akár beton födém szerkezetek.

Teljes lángbaborulás („Vollbrand = Flashover”) esetén az eredetileg rugalmas-képlékeny anyagnak tekintett acélbetétek szilárdsága, alakváltozási tényezője lényegesen csökken, míg

az öszvértartó jelleggel kombinált fa-beton födém szerkezetek elemi részei kölcsönösen „égekésleltetett” védőréteggént segítik egymást. Viszonylag hosszú ideig (RE 60) egy aránylag magas felmelegedési határállapot eléréséig jól megőrzik szilárdságukat, teherhordó képességüket, hiszen a „lángoldalon” karbonizálódott/elszenesedett réteg vastagsága (Abbrandrate = 0,7 [mm/min]) megbízhatóan állandó ütemben ill. sebességgel növekszik és ezzel egyidejűleg a „Restquerschnitt/maradványkeresztmetszet” számára egy hőszigetelő (védő-)réteget képez.

5. IRODALOM

1. Aicher, S, v. Roth, W.: Ein modifiziertes γ -Verfahren für das mechanische Analogon: dreischichtiger Sandwichverbund-zweiteiliger verschieblicher Verbund, *Bautechnik* 1/1987, S. 21-29
2. Bergfelder, J.: Näherungsverfahren zur Berechnung allgemeiner zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit elastischem Verbund, *Der Bauingenieur* 49 (1974) S. 350
3. Bölskey, E.: Traglaststeigerung alter Holzdecken mit Stahlfaserbeton. Veröffentlichung 3 der Veranstaltungsreihe „Erhaltung und Erneuerung von Bauten: Aufgehendes Mauerwerk und Dachraum”, S. 225 – 260. Herausgeber: *Österreichische Gesellschaft zur Erhaltung von Bauten*, November 1990
4. Bölskey, E.: Régi fafödémek öszvértartó jellegű felújítása acélszál erősítésű nyomott beton övvel. *Építés-felújítás*, 5. szám, 2. évfolyam, 2005 szept.-okt. 39.-44. old.
5. Bölskey, E., Billes M.: Holzverbunddecken Innovative Zusammenarbeit der Baustoffe Holz und Beton 1. Teil: *Baumagazin*, technopress H. 6/05, S. 22-25 2. Teil: *Baumagazin*, technopress H. 1/06, S. 22-25
6. Bölskey, E., Billes M.: Holz-Beton-Verbunddecke: Baupraktische Bemessung nach Faserbeton-Richtlinie, *Zement + Beton*, H. 1/06, S. 32-35
7. Bölskey, E., Zajicek P.: Verdübelung der Verbundquerschnitte aus Holz und Normalbeton, *Wohnbauforschung-Forschungsarbeit F 1130; Endbericht*, Wien 1988
8. Frangi, A.: Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken, *Dissertation* Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, September 2001
9. Geymayer, H.: Bambusbewehrter Beton, *Österr. Ingenieur und Arch. Zeitschrift*, ÖIAZ (1983), 128. Jg./H 3, S. 86-89
10. Huber, Chr.: Beitrag zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken mit ausgewählten Verbindungsmitteln unter Brandeinwirkung *Dissertation* an der TU Wien, Nov. 2010
11. Kolbitsch, A., Pauser, A., Bölskey, E., Zajicek, P.: Verstärkung von bestehenden Holzdecken; *Forschungsprojekt F 1021*, Wien 1992
12. Merkblatt Brandschutz: Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken bis 60 Minuten Feuerwiderstand Zürich, November 2001 *EMPA ETH*
13. Möhler, K.: Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln. *Habilitation* TH Karlsruhe 1956
14. Natterer, J., Hoefft, M.: Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen Forschungsbericht CERS Nr. 1345 EPFL/IBOIS März 1987
15. ÖVBB Richtlinie Faserbeton, März 2002
16. Pattantyús-Ábrahám Á.: Épületrehabilitáció Tartószerkezetek helyreállítása, átépítése és megerősítése TERC Kereskedelmi és Szolgáltató Kft Szakkönyvkiadó Budapest 2013
17. Postulka, J.: Verstärkung von Holzdeckenkonstruktionen, *Schlußbericht des IVBH-Symposiums* 1983 in Venedig
18. „SFS-Verbundsystem VB-Holz-Beton-Verbund” Hrsg. von der Fa. SFS Stadler Heerbrugg AG (1994)

A KÜLSŐ KÁBELES FESZÍTÉS BEMUTATKOZÁSA MAGYARORSZÁGON (TAPASZTALATOK ÉS TANÁCSOK)

Dr. Dalmy Dénes
Propontis Kft
1089 Budapest, Delej u. 28.

Dr. Farkas György
BME Hidak és Szerkezetek Tanszék
1111 Budapest Műegyetem rkp. 3.

ÖSSZEFOGLALÁS

Az 1960-as és 70-es években mindannyian Tassi Géza professzor úrtól tanultuk a feszített vasbeton szerkezeteket. Jelentős részben erre a tudásra alapozva született meg 1990-ben egy vállalat, amely elsősorban a külső kábeles feszítésre specializálódott. A cikk az utóbbi évek ezzel kapcsolatos tapasztalatait foglalja össze.

1. ELŐSZÓ HELYETT

A külső kábeles feszítést a zsírozott tapadásmentes pászmmakkal először a Pannon Freyssinet Kft. alkalmazta Magyarországon. Az alábbi vállalatalapításai történet a külsőkábeles feszítés hátterét világítja meg és egyben bepillantást enged az 1990-ben indított vállalkozások helykeresésére az addigi ismeretlen új környezetben. Kérjük a kedves olvasót, hogy engedje meg a látszólag a tárgytól való elkalandozást, de az 1990 után felnövő mérnök generációknak úgy véljük, tanulságos történetet írunk le.

1990-ben egy nagyvállalat rendezésében két francia mérnök előadást tartott az akkori FTC stadion felújításának, megerősítésének lehetőségeiről. A szünetben beszélgettünk a két francia mérnökkel, akik a Freyssinet-től jöttek a magyar nagyvállalattal közös munkákat és a vállalat privatizációját előkészíteni. Mindkettő kútba esett. Beszélgetés közben megkérdezték nincs-e kedvünk egy Freyssinet leányvállalatot alapítani, amit rögvést elfogadtunk.

A frissen alakult Pannon Freyssinet kft. a tervezésen kívül semmilyen főként kiviteli munkát nem tudott végezni. Az anyagi háttér hiánya miatt nyilvánvaló volt, hogy az anyavállalat profiljába illő munkát (feszítés, hídépítés stb.) nem tudunk elkezdni, hiszen ezt a területet uralta a magyar nagyvállalat. Így találtunk rá a szerkezetek felújítására, erősítésére, melynek tervezését és kivitelezését is meg tudtuk csinálni, és ha úgy tetszik ez a terület még szabad volt.

Szinte még a társaságunk indulásakor két nagyszerű tervező mérnök csatlakozott hozzánk. dr. Dalmy Tibor és dr. Loykó Miklós, akik az új technológiákat azonnal alkalmazni tudták és szinte az összes magyarországi hidat, hídfajtát ismervén rendkívül nagy segítségünkre voltak. Nagy szerencsénk volt, hogy a Vasbetonszerkezetek Tanszékén együtt dolgoztunk Tassi Géza professzor úrral, akitől diákként a feszítést tanultuk. Az Ő segítségével ismerkedtünk meg a zalai hídmérnökkel dr. Farkas Jánossal, akinek nem volt ismeretlen az általunk ajánlott szerkezet-erősítő technológia és elindulhattunk a 86-os főközlekedési út korszerűsítésének pályázatán a zalabaksai Kerka és Cupi patakok hídjainak külső kábeles megerősítésével.

Ez a technológia újdonság volt Magyarországon és a két híd megerősítését további több mint ötven szerkezet; híd, épületszerkezet, mély- és magasépítési műtárgy megerősítése, tervezése és kivitelezése követte.

Ezt a cikket ajánljuk mindazoknak, akik segítették munkánkat és a kivitelezés a tervezés területén önálló Társaságként meg tudtuk állni a helyünket.

Itt is kifejezzük köszönetünket Tassi Géza professzor úrnak akivel évtizedekig dolgoztunk együtt, állandóan érezve baráti segítőkészségét.

A cikkben a külső kábeles feszítés alkalmazásakor összegyűjtött tapasztalatainkat, tanácsainkat foglaljuk össze abban a reményben, hogy ez a gyorsan kivitelezhető alacsony kiviteli költségű technológia nem merül feledésbe és sok, esetleg lebontásra ítélt szerkezet is megmenthető lesz. Figyelmébe ajánljuk azoknak a kollégáknak a cikket, akik új vállalat alapításával foglalkozva kifutási területeket keresnek, mert a hibás, elhasználódott, csökkent teherbírású használhatatlanná ítélt létesítmények mindig lesznek, melyek felújítása olcsóbb, mint egy új szerkezet építése.

2. A KÜLSŐ KÁBELES FESZÍTÉS

A külső kábeles feszítés szerkezeten kívül vezetett feszítő kábel, mely a szerkezetre a lehorgonyzásnál és a rögzített iránytörőkön adja át a kábelerőt. A külső kábelek feszítóműként működve a szerkezet önsúly terheit csökkentik. Így ez egy aktív szerkezeterősítő eljárás, amely így teherbírás növelésére, vagy a meglévő lehajlás csökkentésére is alkalmazható.

A továbbiakban ismertetendő külső kábeles feszítés meglévő szerkezetek erősítésére, új feszített szerkezeteknél egy teherfajta felvételére, vagy a teljes teher felvételére alkalmazható. E cikk írói a Pannon Freyssinet Kft.-vel mindhárom alkalmazás tervezését és kivitelezését is végezték.

A külső kábel jellegzetes elemei:

- a lehorgonyzó fej,
- a zsírozott kemény polietilénnel burkolt pászma ugyanennek tapadásmentes feszítőbetét
- az iránytörők
- a pászmák mechanikai és további korrózióvédelmére szolgáló burkolat.

A következőkben a felsorolt elemek közül csak azokat tárgyaljuk bővebben, melyek talán kevésbé ismertek.

2.1 A zsírozott, tapadásmentes pászma

A két utófeszítési eljárás: a tapadásos és tapadásmentes feszítés közül a tapadásmentes feszítés legfontosabb elemét a zsírozott, burkolt pászmát ismertetjük.

A tapadásos feszítőbetétek alkalmazása a korabeli francia (Freyssinet, 1928) szabadalom bevezetése után a nagyobb nyílású hidak feszítőbetéteit kábelcsatornáknak vezették, majd a feszítés után a kábelcsatornákat cementhabarccsal kiinjektálták így lett tapadásos a feszítőbetét, vagyis hasonlóak a vasbetétekhez a beton keresztmetszet, a vasbetontartó szerves része lett. A kiinjektálás elégtelensége különösen a szegmensekből épített hidak szegmesei közötti hézag megnyílásokor a tapadóbetétes kábelek korrodáltak.

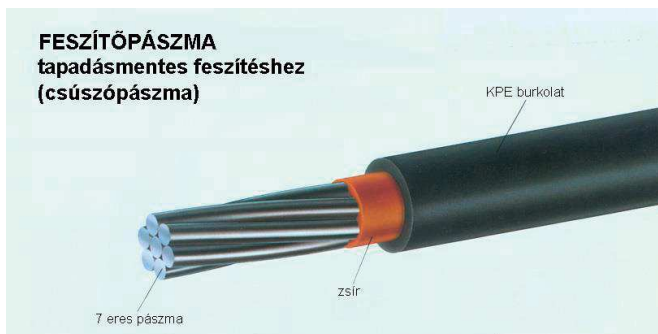
Az angliai és németországi feszített hidak összeomlása és az ezt követő hídfelülvizsgálatok kimutatták a kábelek nagyméretű korrózióját és ráirányították a figyelmet újra a feszítőbetétek egyedi védelmére, illetve külső kábeles feszítésre (Taerwe, 2001).

A feszítőbetétek egyedi védelme már az 1950-es években ismert volt, ekkor a feszítő betéteket kátrányozott papír csőbe húzták (Egyesült Államok) a korrózióvédelem ára az volt, hogy a feszítőbetét tapadása megszűnt és csupán a betonban való irányváltásból származó erőt, illetve a lehorgonyzásnál átadódó feszítőerőt tudták számításba venni.

Az 1960-as évektől kezdve alkalmazták a kis átmérőjű nagyszilárdságú huzalokból sodort pászmákat. A központi egyenes „mester” huzal körül lapos emelkedéssel sodorták a borító huzalokat, ezek a pászmák hét huzalból készülnek (Kelley, 2001).

A korrózióvédelmet az 1970-es évek elejétől a kátrányos papír védelem helyett hegesztett műanyag lemezzel (cigaretta papírszerű ragasztás) burkolták, majd kemény műanyag (PVC, KPE) csőbe húzták.

Majd az 1970-es évek végén a pászmákra kemény műanyag burkolatot öntöttek (extrudálták) öntés előtt magas olvadáspontú zsírral vonták be, így állt elő a mai úgynevezett zsírozott pászma. Nagyobb korrózióvédelmi kívánalom esetén a pászmák egyedi huzaljait még horganyozzák is. (ferde kábeles hidak kábeleinek pászmái). A zsírozott pászma képét az 1. ábra mutatja.



1. ábra. A zsírozott, burkolt feszítőpászma

2.2 A külső kábelek szerkezeti kialakítása

Alapvetően két külső kábel kialakítás ismert:

- a francia módszer (Freyssinet)
- a német (osztrák) módszer (Vorspanntechnik).

A Freyssinet módszer az egyedi „zsírozott” pászmákat a megfelelő átmérőjű általában műanyag csőbe gyűjti össze egy kábellé.

A Vorspanntechnik az egyedi „zsírozott” pászmákat még egy újabb általában négyszög keresztmetszetű műanyag öntvénybe gyűjti össze és így 1, 2, 3, 4 pászmás kábelekből alakítja ki a külső kábelt.

Érdekes, hogy az utófeszítési alkalmazásokra is két különböző elvet lehet megkülönböztetni:

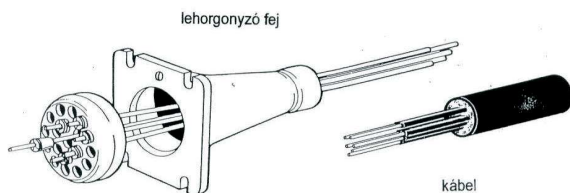
- a francia, az angolszász módszer a vasbeton szerkezeten belül vezetett kábelek (pásmák) esetében a tapadásos, tehát a „csupaszz” pásmát részesíti előnyben, ezáltal a normál vasalás mennyiségét tetemesen csökken, hiszen a feszítőbetétek keresztmetszete a tapadás révén a teherbírásba besegít,
- a német módszer esetében a vasbeton keresztmetszeten belül iránytőrrel vezetett kábelek a vasbeton szerkezet alakváltozását csökkentik, ez talán az 1970-es 1980-as évek feszített hidak tönkremenetelének következménye lehet (BURDET O. BADOUX M., 2000).

Az alábbiakban a francia módszert ismertetjük. A külső kábelek szerelésének, feszítésének technológiai sorrendje a következő:

1. A kábel lehorgonyzó fejek trombita elemeinek és iránytőrök rögzítése a szerkezeten (acél szerkezetek).
2. A kábelburkoló kemény polietilén csövek elhelyezése a lehorgonyzó fejek és az iránytörők között.
3. A zsírzott pásmák befűzése.
4. A kábelburkoló csövek kiinjektálása cementhabarccsal még a feszítés előtt (a cementhabarcs csak a „zsírzott” pásmák mechanikai védelmét szolgálja, a pászma a cementhabarccsal körbevett egyedi pászma burkolaton belül szabadon csúszik, akár ki is cserélhető).
5. A lehorgonyzó tömb elhelyezése, a feszítés végrehajtása.
6. A pászmavégekre kábel lehorgonyzó sapka elhelyezése és nagy olvadáspontú zsírral való kiöntése.
- 7.

Egy külső kábel képét a lehorgonyzó fejjel együtt a 2. ábra mutatja.

LEHORGONYZÓ SZERKEZET



2. ábra. Egy külső feszítőkábel képe a lehorgonyzó szerkezettel

Egy műemléki híd külső kábeles erősítését a 3. ábra mutatja.



3. ábra. Múemléki híd megerősítése utólagos feszítéssel

2.3 A külső kábeles feszítés előnyei és hátrányai

A külső kábelfeszítést régi és új szerkezeteknél egyedileg, vagy a tapadásos feszítéssel együtt is lehet használni. Ez az alkalmazás sokrétűsége adja az eljárás legfőbb előnyét. A legfontosabb felhasználási területe a régi szerkezetek erősítése és/vagy alakhibáinak helyre állítása. Az előnyök tehát a következők:

- A kábelek egyedi pászmáinak kettős védelme (zsír, KPE cső) mellett a kábelek cementhabarcs injektálása, külső kábelburkoló cső többszörös korrózió és mechanikai hatások elleni védelmet nyújtanak.
- A szerkezeti vastagságot csökkenthetjük, a kábelek kívül kerülnek a szerkezet keresztmetszetén.
- A kábelek folyamatosan ellenőrizhetők, cserélhetők, sőt az egyedi pászmák is cserélhetők (a KPE csőből a zsírzás miatt könnyen kihúzhatók, az új visszatolható).
- A szabadon álló kábel kábelereje roncsolásmentesen ellenőrizhető.
- Végül ez volt az a feszítési rendszer, melynek révén a korábban Angliában, Németországban betiltott főként előregyártott szegmens hidak építése újra elkezdődhetett.

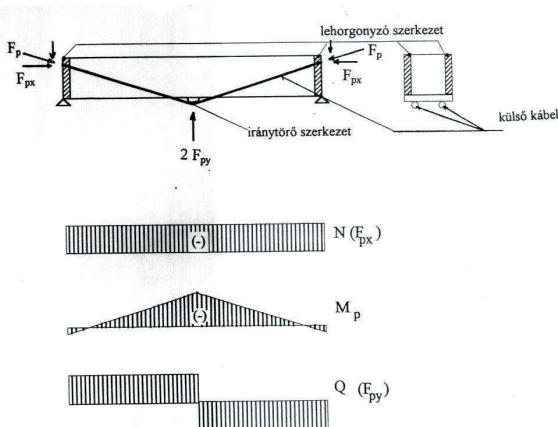
A hátrányok:

- A külső kábelek, mint az előzőekben írtuk a kábelerőket a szerkezetekkel érintkező részekben a lehorgonyzásoknál és az iránytörők helyein közvetítik, adják át a feszítőerőből származó hatékony erőket, vagyis a kábelek pászmái a szerkezet teherbírását csak a gravitációs erővel működő ellenőrként vehetők számításba, a pászmakeresztmetszet a nyomatéki teherbírást nem növeli.
- A szerkezeten kívül vezetett kábelek nem esztétikusak.
- Az alkalmazott „zsírzott” pászmák ára nagyobb, mint a normál csupasz pászma.
- A kívül vezetett kábelek a félreérthető kinézetük miatt fémgyújtók célpontja lehet (eddig egy eredménytelen kísérlet ismerünk).
- A külső kábel egy keresztmetszetben történt meghibásodása a teljes kábelerő elvesztését jelenti.
- A kábel lehorgonyzások és iránytörők növelik a feszítőkábelek árát.
- Az erősítendő (feszített) szerkezetek tényleges feszültségállapotát a külső kábeles feszítés tervezése előtt pontosan ismerni kell.

- A külső kábeles feszítés a szerkezet repedéseit nem osztja el, hanem nagyobb (kevesebb) repedések keletkeznek.

2.4 A külső kábelek elhelyezése

Az alábbi vonalas ábrán mutatjuk be egy gerenda külső kábeles megerősítés elvét.



4. ábra. A külső kábeles megerősítés elve

A feszítőerő (F_p) nagysága, az iránytörők elhelyezése a tervezőnek lehetőséget ad az optimális erősítés megtervezésére. A megerősítendő szerkezet szerkezeti kialakítása befolyásolja az iránytörők helyzetét pl. a keresztartók egy hídon jól kihasználhatók iránytörők elhelyezésére, néhány szabályt a tervezésénél érdemes betartani:

- A megerősített szerkezet szerkezeti magasságánál nem érdemes nagyobb iránytörő magasságot betervezni.
- A külső kábelt érdemes a szerkezeten úgy elhelyezni, hogy ne legyen hangsúlyozottan látható.

Mindkét megjegyzés azt jelenti, hogy a Tervező megfelelő alázattal közelítsen az eredeti szerkezethez, ne változtassa meg az eredeti szerkezet Tervezőjének elképzelését és főként ne mutassa meg, hogy a szerkezet megerősítésre szorult.

A 4. ábra önmagáért beszél: a külső kábeles feszítés a nyomatéki, a nyírási teherbírás és az alakváltozás helyreállítására is alkalmazható.

Az 5. ábrán egy ívhíd pályaszerkezetét mutatjuk be, melyet 1995-ben a Sárvári Ráb-híd gyenge középső hosszartónak megerősítésére alkalmaztunk. A két szélső hosszartóban lehorgonyzott feszítőkábelek a keresztartókra támaszkodó többtámaszú hosszartó mezőközépen elhelyezett iránytörőkön felfele ható feszítőerő komponensei a hosszartók nyomatéki teherbírását állították helyre.



5. ábra. A sárvári Rába híd megerősítése.

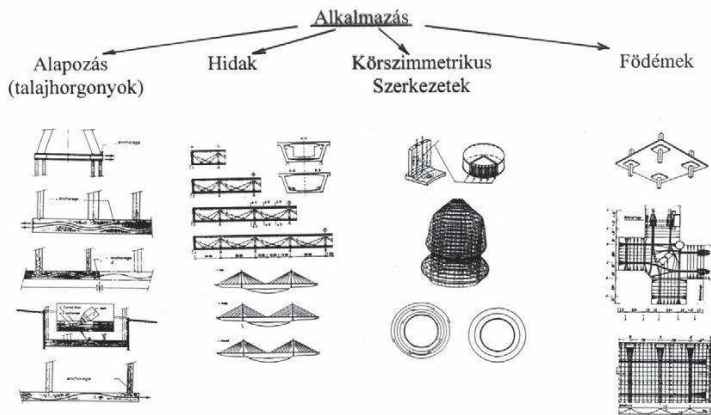
A Tervező legfontosabb feladata, hogy a külső kábelt úgy alakítsa ki, hogy a külső kábelben lévő feszítő betétek (pásmák) mindenképpen védve legyenek a korróziós hatástól, azaz a víz behatolást a legkényesebb helyeken:

- a kábelek a lehorgonyzó szerkezetekhez való csatlakozásnál,
- a lehorgonyzó tömbben lévő ékek és a már lecsupaszított pásmáknál,
- a lehorgonyzó fej sapkájának vízhatlan kapcsolatával,
- az iránytörőkön átvezetett kábelek vízzáró kialakításánál.

3. PÉLDÁK A KÜLSŐ FESZÍTÉS ALKALMAZÁSRA

A szerzők több mint ötven külső kábellel erősített szerkezetet terveztek, kiviteleztek. Ezek zöme híd felszerkezetek erősítése volt, de sikerrel alkalmazták az eljárást körszimmetrikus szerkezetek, vagy műemlék épületek boltozatainak erősítésére.

Új hidak feszítését teljes egészében külső kábellel építettük, vagy, ahogy szokásos a két feszítési eljárást tapadásos és tapadásmentes feszítést együttesen alkalmaztuk. A külső kábeles kialakítást vasbeton gerendáknál és feszített földémeknél is alkalmaztuk. A külső kábeles alkalmazás lehetőségeit a 6. ábra foglalja össze.



6.ábra. A külső kábeles feszítés alkalmazásának lehetőségei

3.1 Az első híd megerősítése külső kábellel

Zalabaksán a 86-os úton két, a Cupi és Kerka patakon épült híd erősítettünk meg. A kétnyílású Kerka-híd oldalnézetét a 7. ábra, a kiékelt két főtartó mellett vezetett a keresztartókon elhelyezett acélszerkezeten megtörő 7-7 pásmát tartalmazó kábelek elrendezését a 8. ábra mutatja.



7. ábra. A Kerka híd megerősítése



8. ábra. A kábelek elrendezése

A 86-os út átépítésekor 2010-ben a híd szélessége már nem felelt meg a forgalmi igényeknek, így lebontásra ítélték. A lebontást a feszítőkábelek lehorgonyzásának elbontásával kezdték (9. ábra).



9. ábra. A Kerka híd feszítőkábel lehorgonyzásának elbontása

A feszítés előtt és után végrehajtott próbaterhelés során (féloldali, majd mindkét oldali kábel eltávolítása után) mintegy 30%-os lehajlás növekedést mértünk, mely a feszítés hatékonyságát jelentette.

3.2. Szerkezeterősítés külső kábellel és statikai rendszer átalakítással

A tartószerkezetek szerkezeti átalakításával a teherbírás növelhető, a szerkezeti átalakítás külső kábeles feszítéssel kis beavatkozással megoldható. Például:

- a gerber tartó csuklójának megszüntetésével többtámaszú tartószerkezet alakítható ki, vagy
- szabadszélű lemezre peremgerendák ráfeszítésével növelhető a teherbírás stb.

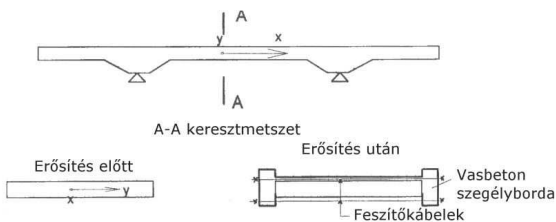
Erre az utóbbira mutatunk be egy megerősítési eljárást. A Békéscsabára bevezető 446. számú út Szajol-Lökösháza vasútvonal feletti jobb pálya hídja 1941-ben épült konzolos kéttámaszú kiékelte híd volt. Az eredeti szabad szélű ferde lemez híd szélessége és teherbírása és az űrszelvénye sem felelt meg a forgalmi igényeknek, az 1993-as hídvizsgálat „C” jelű teherbírást állapított meg. Társaságunk a Pannon Freyssinet Kft. 1997-ben megtervezte és kivitelezte a híd megerősítését „A” jelű teherre és a megfelelő űrszelvény kialakítására a hidat még 1 m-el megemelte, a híd pályaszerkezetét megerősítette és megszücskítette. A 10. ábrán a megemelt szabad szélű lemezhid látható.



10. ábra. A 446-os út vasút feletti hídja

A felszerkezet megerősítését az eredeti vasbeton lemez 15 cm-es megvastagításával, valamint 60 cm széles, 1 m magas kétoldali peremgerendákkal a régi lemez oldalára való ráfeszítésével értük el. A peremgerendák a szabadszélű lemez teherbírását az együttdolgozó lemezzel megnövelték. A lemez teherbírását növelte a régi lemez alsó és felső oldalán vezetett tapadásmentes feszítőkábelek okozta normálerő.

A megerősített hídfelszerkezet az alsó keresztirányba vezetett külső kábelek süllyesztett lehorgonyzó fejeivel a 11. ábra mutatja, ugyancsak ezen az ábrán mutatjuk be a szabadszélű lemez megerősítési elvét is.



11. ábra. A keresztirányú feszítés lehorgonyozása

3.3. Magasépítési szerkezetek erősítése

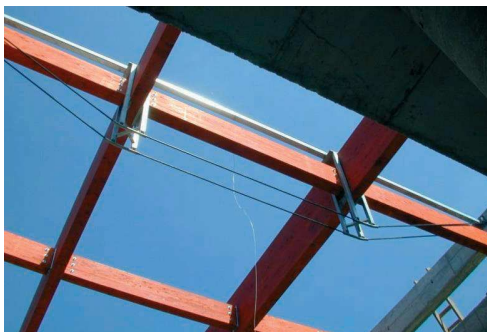
Az itt bemutatott magasépítési tartószerkezet túlzott lehajlásának csökkentésére alkalmazott külső kábeles feszítésre mutatunk be példákat.

Egy lapostetejű sportszarnok vasbeton főtartói lehajlottak, a 10 cm-es lehajlás miatt a csarnok tetején folyamatosan megállt a víz. A tartók oldalára felszerelt külső kábelek a vasbeton tartók lehajlásának 2/3-át megszüntette.



12. ábra. Sportszarnok vasbeton főtartóinak megerősítése

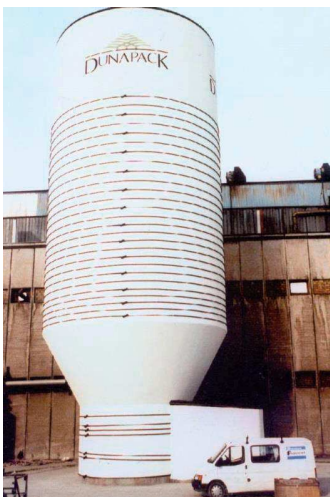
Egy fürdőben a fa főtartók lehajlását, teherbírását külső kábeles utófeszítéssel állítottuk helyre (13. ábra).



13. ábra. Fürdőépület fa főtartóinak megerősítése

3.4 Körhenger tartályok feszítése

A vasbeton körhenger tartályok gyűrűerőit utólag gyűrű irányban elhelyezett tapadásmentes pászmával fel lehet venni, a körhenger tartály alkotóirányú repedéseit meg lehet szüntetni. Az alábbi két képen két alkalmazást mutatunk be.



14. ábra. A Dunapack iszaprohasztó megerősítése



15. ábra. Iszaprohasztó tartály megerősítése

4. HIBÁSAN ALKALMAZOTT KÜLSŐ KÁBELES MEGERŐSÍTÉS

A megerősítést csak kellő előtanulmányok után szabad alkalmazni. A megfelelő anyag- és szerkezetvizsgálat mindenképpen szükséges, hogy a beavatkozás ne okozzon nagyobb kárt. Különösen igaz ez, ha feszített tartószerkezet megerősítését tervezik. A tapadásos feszítőkábelek korróziójának mértéke nehezen mérhető fel roncsolásmentesen, sokkal célravezetőbb, ha a feszített tartó betonjában lévő feszítés okozta feszültségeket ellenőrzik. Erre már találhatóak eljárások, amellyel a feszített betonba befűrt hézagok alakváltozásából állapíthatják meg a feszített tartóban „tárolt” nyomófeszültségeket. Az alábbiakban egy feszített vasbeton híd megerősítés utáni összeomlását ismertetjük (Man-Chung Tang, 2013).



16. ábra. A Csendes óceáni Palau híd

A Csendes-óceáni Palau Köztársaságban épült feszített vasbeton híd két szigetet kötött össze. A két mederpillérre és a hídfőkre támaszkodó 53 m-es nyílásokhoz kétoldali 120 m-es konzol csatlakozott, melyeket csuklókkal kapcsoltak össze. Az 1977-ben épült híd középső keresztmetszete (csuklója) 16 év alatt 1,54 m-t süllyedt. 1996-ban a 240 m-es középső nyílás közepén lévő csuklóban alkalmazott sajtókkal a csuklókat széttolták, majd a csukókat kibetonozták. Ezáltal a híd folytatólagosan többtámaszú tartóvá vált. Majd a szekrénytartón belül 8 db 31x13 mm-es pászmából álló külső kábellel feszítették meg a szerkezetet.



17. ábra. A híd megerősítése

A külső kábelek a középső nyílásokban feszítőművekként voltak kialakítva és a szélső támaszok felső övében voltak lehorgonyozva. Az 1996 áprilisában indult megerősítést 3 hónap után befejezték, majd az ezt követő 3 hónap múlva a híd összeomlott.



18. ábra. Az összeomlott híd

Az összeomlás a mederpillér melletti beton nyomott beton összemorzsolódással kezdődött. Az erősítéskor bevitt nagy nyomóerő és a többtámaszú tartó hőmérséklet okozta nyomóerő összegezte tette tönkre a szerkezetet.

5. ÖSSZEFOGLALÁS

A szerzők a külső kábeles feszítés alkalmazásának sokrétegűségét mutatták be, mely régi és új szerkezetek feszítésére egyaránt alkalmazható. A várhatóan újra előtérbe kerülő szerkezetek felújítására, javítására alkalmas eljárást, kedvező kialakítása, költsége érdemes továbbra is megbecsülni.

6. IRODALOM

- Burdet, O. Badoux, M. (2000), „Comparison of Internal and External Presstressing for Typical High-way Bridges”, 16th Congress of IABSE Lucern
- Freyssinet, E. (1928), „Revolution in The Art of Construction. Press Ponts et Chaussées”
- Kelley, G. S. (2001) „A Short History of Unbonded Post Tensioning Specifications”, *Concrete Repair Bullétin*
- Tang, M-Ch. (2013) „The Story of the Koror Bridge”, Draft http://www.iabse.org/IABSE/Press_Releases/The_Story_of_the_Koror_Bridge_by_Man-Chung_Tang.aspx
- Taerwe, L. (editor) (2001), „Durability of Post-tensioning Tendons”, IABSE-FIB Techn. Rep.

FALAZOTT PILLÉREK HABARCS DEGRADÁCIÓT FIGYELEMBEVEVŐ VIZSGÁLATA

Dr. Dulácska Endre – Tajta István

BME, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

1111 Budapest, Műegyetem rkp. 1-3.

ÖSSZEFOGLALÁS

A csekély húzószilárdsággal rendelkező karcsú falazott szerkezetek a magidomon kívül eső külpontos nyomóerő hatására rendszerint berepednek. A mérnöki gyakorlatban emiatt húzószilárdság nélküli modelleket alkalmazunk a biztonság oldaláról közelítve, noha a valóságban a repedések csak diszkrét helyeken jelennek meg, többnyire a gyengébb kötés miatt a habarcságyban. A kvázi statikus, dinamikus ciklikus terhelés hatására bekövetkező intenzív repedés megnyílás és záródás a habarcs lokális tönkremenetelét okozhatja, mely számottevően befolyásolja a szerkezet teherbírását és dinamikai jellemzőit is. A kísérleteink alapján magyarázatot keresünk a degradációs jelenségre. Konzolos falazott pillérek ciklikus eltoló vizsgálatának eredményeit mutatjuk be eltérő típusú habarcsok figyelembevételével. A károsodás jelenségét perlit adalékos habarcs anyagvizsgálati eredményein is szemléltetjük.

SUMMARY

The slender masonry structures are vulnerable to the out of plane loads due to the low tensile strength of the construction. In practice, usually the so called no-tension hypothesis is applied, but according to the experiments the no-tension material law is not exactly true. Only a few sections of the column open noticeably, probably at the joints of the brick and the mortar bed. In case of cyclic loads considerable local damage could be observed in the cracked joints because of the opening and closing movement. This causes noticeable decreasing in stiffness and the dynamic characteristics of the pier changes as well. In the paper this kind of degradation procedure is observed in detail at masonry piers constructed by thermal insulation mortar. The applied perlite mortar, and thin mortar joints are examined under monotonic and cyclic loads to gain more information about the behaviour of the highly nonlinear material.

1. BEVEZETÉS

A karcsú falazott szerkezetek jellemző tönkremeneteli módja az oldalirányú stabilitásvesztés, mely jellemzően a vízszintes terhek (pl. szélteher, földrengés) hatására következik be. A csekély húzószilárdság miatt repedések keletkeznek a magidomon kívüli külpontos nyomóerő hatására (Yokel, 1971), emiatt a dolgozó keresztmetszet is jelentősen csökken, így a merevsége is (Dulácska, 1972; Dulácska, Tajta, 2009). Egy határon túl a karcsú szerkezet elveszíti stabilitását, mely egyben az épület összeomlásához is vezethet.

A falazóelemek szilárdsága jellemzően nagyobb, mint az alkalmazott habarcsé, így a repedések többnyire a habarcsrétegben, vagy a gyenge kötés miatt a falazóelem és a habarcs határán jelennek meg. A falazóelem magassági méretétől függően diszkrét repedések figyelhetők meg a legnagyobb igénybevétel közelében. Ebből a szempontból a húzószilárdság nélküli anyagmodell a szerkezet egészére nézve nem teljesen helytálló. Diszkrét elemes, vagy a károsodási zónákat figyelembe vevő modellre van szükség, mely megfelelően követi az anyagok és kapcsolatok nemlineáris tulajdonságát. A modellezésben a habarcsrétegnek komoly szerepe lehet, így nem közömbösek annak szilárdsági paraméterei és ebből kifolyólag a vastagsága sem.

A habarcs szerepe sokrétű, és ezt az építési szokásaink és elvárásaink is jól tükrözik. Az általános rendeltetésű vastaghabarcsnak egyfelől ragasztó, másfelől a falazóelemeket ágyazó és felületi hibákat kiegyenlítő szerepe is van. Szokványos vastagsága 8-15 mm között változik, a falazási technikától, méretrendtől függően. A vasalt falazatok terén a habarcsnak további funkciója is van: az acélbetétek ágyazása, egyben korrózióvédelme. Ezeken túl a növekvő hőszigetelési igények és a hőszigetelő falazóblokkok megjelenése miatt elvárásként jelentkezett, hogy a habarcs is hasonló, kedvezőbb hőtechnikai tulajdonságokkal bírjon, mint maga a falazóelem: a hiányosság kiküszöbölésére elterjedtek a perlit adalékos hőszigetelő habarcsok a teherhordó falazatok területén.

Megemlítendő, hogy az utóbbi időben megjelentek a vékonyhabarcsos megoldási módok is, mellyel a habarcsok hátrányos hőtechnikai tulajdonsága lényegében megszűnik, vastagságuk csupán 1-2 mm. A teljes felületű ragasztást mellőzve gyakran alkalmaznak manapság Pur habos ragasztási módot is, melynél csak néhány csíkban ragasztják össze a falazóelemeket. Itt a habarcsnak már csupán ragasztó szerepe van, a vastagságánál fogva ágyazó hatás nem lehet. Ezek a termékek emiatt csak síkra csiszolt falazóelemeknél alkalmazhatóak.

Ciklikus terhelésnél az alkalmazott függőleges erő és annak külpontossága függvényében az általános rendeltetésű vastaghabarcs károsodhat, kimorzsolódhat a széleken. Ez a jelenség már kis függőleges nyomóerő hatására is bekövetkezhet, mert a növekvő külpontosság mellett a csökkenő dolgozó keresztmetszet viszonylag nagy élfeszültség léphet fel. Nagyobb, a falazat teherbírásához közeli függőleges terheknél előfordulhat, hogy a falazóelem széle is lepered.

A kimorzsolódás jelenséget fokozza, hogy a kötési szilárdság a falazóelem és a habarcs között nem tekinthető egységesnek a falazási technikából adódóan (Vermeltoort, 2005). A kőműves a szükséges habarcsréteget a fal keresztmetszet középső részén teríti el, majd a falazóelem ere ráhelyezve, a habarcsot a szükséges mértékben kiszorítva igazítja a helyére. A falazóelem és a habarcs közötti kötés többnyire csak ezen a középső, első érintkezési felületen teljes értékű. Ha a falazási technika nem szakszerű, akkor előfordulhat, hogy a széleken a habarcsréteg hiányos vagy nem megfelelően és nem teljes mértékben érintkezik a falazóelemmel. Ebből adódóan a kialakuló kötés nem azonos a belső és külső területeken. A helyzetet rontja, hogy pont a széleken leggyengébb a szilárdság, ahol a külpontos erőhatásokból a legnagyobb feszültség ébred.

A függőleges teher hatására kialakuló feszültségállapot a habarcságyban nem egységes, ebből fakadóan a habarcs szilárdsági tulajdonsága sem homogén. A nyomóerő hatására a habarcs oldalirányban tágulna, viszont a falazóelem ezt meggátolja, egészen addig, amíg annak a húzószilárdsága ki nem merül. A kialakuló háromtengelyű nyomó feszültségállapotnak (McNary, Abrams, 1985) köszönhetően a belső területeken a habarcs szilárdsága nagyobb lehet, mint a széleken. A habarcs szélén, ahol a külpontos erőből a legnagyobb a feszültség, ez a beszorító hatás viszont már megszűnik.

Joggal merülhet fel a kérdés, hogy az egyes falazóhabarcsok mellett a szerkezeteink hogyan viselkednek: a habarcs vastagságától, típusától és merevségi tulajdonságaitól függően a ciklikus terhelésre milyen választ adnak. Kísérleteinkben konzolos kialakítású pilléreket vizsgáltunk kvázi statikus és dinamikus terhekre, eltérő falazóelemek és habarcsok alkalmazásával, melyet a következőkben mutatunk be. Emellett a kísérleteinkben felhasznált, degradációra hajlamos habarcs kapcsán elvégzett anyagvizsgálataink eredményeit is

ismertetjük, melyek magyarázzák a megfigyelt nemlineáris tulajdonságokat és az eredmények a károsodási zóna modellezésében segítséget nyújtanak.

2. FALAZOTT PILLÉREK ERŐ-ELTOLÓDÁS VIZSGÁLATA, A HABARCS DEGRADÁCIÓS JELENSÉG BEMUTATÁSA

A BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék laboratóriumában a 2010-es évben statikus eltolóerő és dinamikus vizsgálatokat végeztünk konzolos kialakítású karcos falazott pillérekben. A pillérek keresztmetszete egységesen 300x500 mm, magasságuk 1500 mm volt. A pilléreknél többféle falazóelemet és eltérő habarcsot használtunk. Az építési gyakorlatban, a falakhoz használatos hőszigetelő tulajdonságú falazóblokkokat (síkra csiszolt és csiszolatlan Porotherm 30 N+F, Porotherm 30 HS) illetve kevés lyukú hanggátló téglát (Porotherm 30/24) alkalmaztunk. A habarcs tekintetében is többfélét vettünk figyelembe: Porotherm M30-as jelű falazóhabarcsot, Porotherm Profi vékony ragasztóhabarcsot (a csiszolt felületű falazóelemeknél) és perlit adalékos Baumit TM hőszigetelő vastaghabarcsot. Az alkalmazott falazóelemek és habarcsok gyártó által megadott szilárdsági adatait az 1-2. táblázatban gyűjtöttük össze.

Falazóelem termék neve	Falazóelem méret			Falazóelem csoport	Deklarált nyomószil. [N/mm ²]	Szabványos nyomószil. [N/mm ²]
	SZ [mm]	V [mm]	M [mm]			
Porotherm 30 HS	250	300	238	3	7	7,96
Porotherm Profi 30 HS			249			8,05
Porotherm 30 NF	250	300	238	2	11	12,51
Porotherm Profi 30 NF			249			12,65
Porotherm 30/24 Hanggátló	240	300	115	1	15	12,15

Tab. 1 A kísérletben alkalmazott falazóelemek paramétereit, gyártói szilárdsági adatait

Falazóhabarcs neve	Szabványos nyomószil. [N/mm ²]
	Porotherm Profi vékony falazóhabarcs
Porotherm M30 falazóhabarcs	> 2,5
Porotherm TM hőszigetelő falazóhabarcs	> 5

Tab. 2 A kísérletben alkalmazott habarcsok gyártói szilárdsági adatait

Az 500 mm széles próbatesteken állandó, 20 kN nagyságú nyomóerő működött a pillérek önsúlyán túl. Az alkalmazott függőleges teher viszonylag kicsi, de a csekély húzószilárdsággal rendelkező szerkezeteknél a kis leterhelő erő a veszélyesebb stabilitási szempontból. Az alkalmazott leterhelő erő hozzávetőleg egy egyszintes épületben lévő 1 m széles fal terhének feleltethető meg: ~40kN/m. A továbbiakban csak a kvázi statikus ciklikus vizsgálatok eredményeire térünk ki részletesebben. A kísérleti összeállítás sematikus rajza és magyarázó képe az 1. ábrán látható. A pilléreket acéllemezre felfalazva helyeztük el a rázóasztalon. A próbatest a tetején lévő acélszerelvény révén csukló kapcsolattal csatlakozott a teherasztalhoz, melyen az említett függőleges terhelés működött.

A konzolos kialakítású falazott pilléresteket horizontális, koncentrált kvázi statikus erővel, valamint harmonikus és földregézési gerjesztéssel is terheltük.

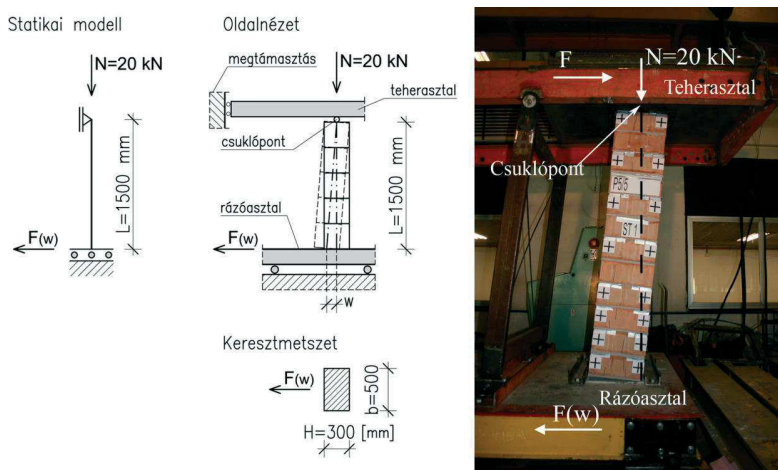


Fig. 1 A statikus eltoló kísérlet terhelési modellje és a hanggátló téglával falazott pillér fényképe a kísérlet közben

A statikus kísérletek során a horizontális erőt elmozdulás vezérlés mellett változtattuk, melyet a rázóasztal „eltolásával” idéztünk elő. Ily módon lehetőség adódott arra, hogy a maximális horizontális erő meghatározása mellett a teljes, leszálló ágat tartalmazó erő-eltolódás görbét nyomon tudjuk követni. A pillér ezen feltételek mellett határhelyzetig terheljük (amikor a pilléren működő függőleges erő hatásvonala közel a sarokpontján fut át, a horizontális erő pedig nullára csökkent), majd visszaengedjük eredeti függőleges állapotába. A vizsgálatot több alkalommal is megismételtük ugyanazon pillérmél. A maximális ismétlési szám 3 és 6 között változott, a pillérek viselkedésétől és a megfigyelt habarcs degradációtól függően. Az 1. ábra fényképén egy hanggátló téglából falazott pillér látható határhelyzetében, a 2. ábrán pedig a jellemző erő-eltolódás diagramot ábrázoltuk (Dulácska, Tajta, 2012). A hanggátló falazatoknál alkalmazott Porotherm M30-as jelű habarccsal készülő pilléreknél az alkalmazott ismétlési szám mellett számottevő különbséget nem találtunk az egyes görbék között. Többnyire a legelső habarcsréteg nyílt meg a terhelés során, de néhány esetben 2-3 megnyíló repedést is észleltünk.

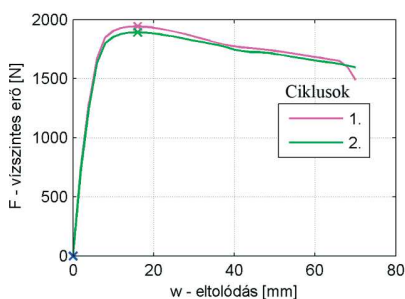


Fig. 2 A hanggátló téglából falazott pillérek jellemző horizontális erő - eltolódás görbéje

A nagyobb méretű, hőszigetelő blokkokból készülő pilléreknél a viszonylag kicsi leterhelő erő mellett a falazóelemen egyáltalán, de a talpágyazattól eltekintve a többi habarcsrétegben sem tapasztaltunk károsodást, repedéseket. Ha figyelembe vesszük a habarcs várható kötési szilárdságát, akkor az alkalmazott falazóelem magassági mérete és a normál-, illetve hajlító igénybevételek mellett már csak a talphabarcs megnyílása valószínűsíthető.

A vékonyhabarccsal, hőszigetelő falazóblokkokból készülő próbateteknél sem tapasztaltunk degradációs jelenséget, a ragasztóhabarcs a vastagságából adódóan nem befolyásolta az eredményeket.

A 3. ábrán mutatjuk be a perlit adalékos, hőszigetelő habarccsal falazott pillérek tipikus horizontális erő- vízszintes eltolódás diagramját. A kísérleti program során azt tapasztaltuk, hogy a megnyílt talpkeresztmetszet habarcsrétege a széleken a viszonylag nagy élfeszültség miatt már az első ciklus alatt erőteljesen roncsolódott. A talpkeresztmetszet habarcságya maradó alakváltozást szenvedett, a legszélén kb. 3-4 mm-es mértékű összenyomódást figyelhetünk meg (a kb. 12-15 mm-es vastagságú habarcsrétegben). A habarcs szélének károsodása a mért maximális horizontális erő csökkenését eredményezte a további ciklusokban. A 3. ábra görbéinek összevetéséből látszódik, hogy a ciklikus terhelés mellett a pillérek horizontális erővel szembeni maximális ellenállása közel a felére esik vissza. A sarkán billenő pillért és a sérült habarcságyat a 4. ábrán mutatjuk be.

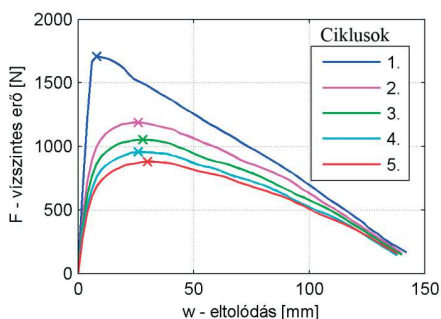


Fig. 3 A degradálódott habarcságyú pillérek jellemző horizontális erő - eltolódás görbéje

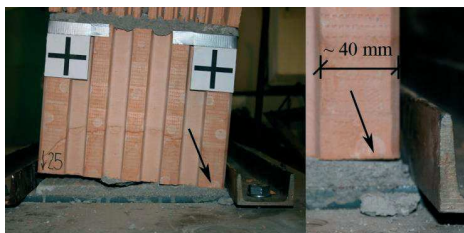


Fig. 4 A degradálódott talp keresztmetszet habarcságya terhelés közben és után

A viszonylag gyors teherbírás esés után, kb. az 5-6. ciklust követően, a degradációs folyamat mérséklődik. Az ismétlés függvényében kapott maximális horizontális erők pontjait összekötő görbe vízszintes egyeneshez simul (5. ábra). A jobb oldali ábrán pedig a relatív külpontosság (e/H) függvényében ábrázoltuk a maximális horizontális erőt, mely lineáris csökkenést mutat.

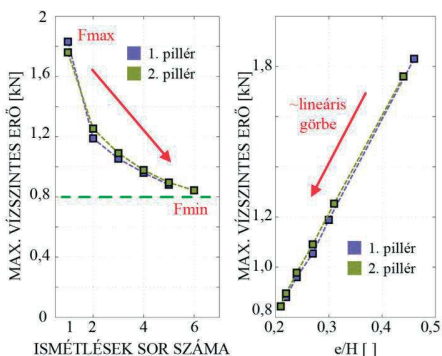


Fig. 5 A maximális horizontális erő és az ahhoz tartozó relatív külpontosság (e/H) változása az ismétlési szám függvényében

A dinamik vizsgálatoknál a fentiekhez hasonló jelenséggel találkozhattunk a perlit adalékos habarccsal készülő falazatoknál, még viszonylag kis eltolódás és kevésbé intenzív repedés megnyílás mellett is. A habarcságy fokozatos leépülése a pillérek dinamikai jellemzőit jelentősen megváltoztatta, más és más frekvenciáknál veszítették el stabilitásukat a károsodás mértékétől függően.

Hasonló teherbírás csökkenésről számol be Doherty (Doherty, 2000) is. Három különböző állapotú megnyílt habarcsot (új, alig sérült és sérült) megkülönböztetve adott meg tri-lineáris közelítő görbéket az erő-eltolódás görbe becslésére. Viszont az egyes állapotok között nem adott meg kapcsolatot vagy a modellezéshez felhasználható anyagmodellt.

3. A JELENSÉG MAGYARÁZATA EGYSZERŰ SZEMLÉLTETŐ MODELLEL

A degradálódott habarcságyon billegő pillér viselkedésére viszonylag egyszerű magyarázatot ad az ún. merev test modell, melyet a mérnöki gyakorlatban gyakran alkalmaznak a testek felborulás vizsgálatánál. A számításokban feltételezik, hogy a merevségi és terhelési viszonyokból adódóan a vizsgált szerkezet közelítőleg a sarokpontján fordul billenési határállapotban (6. ábra, „a” eset).

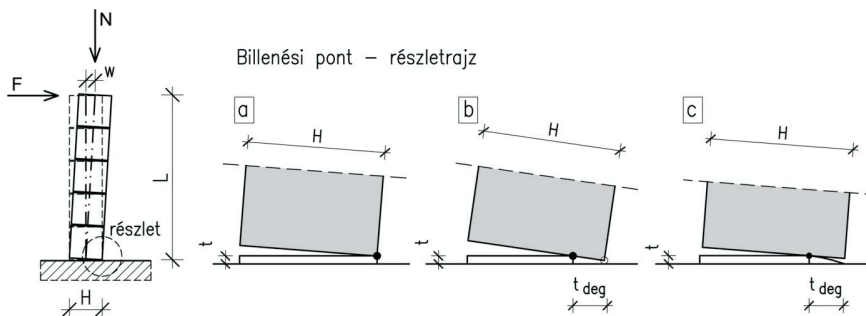


Fig. 6 Merev test billenése a sarokpontján (a), az ép, megmaradó keresztmetszet szélén (b) és nemlineáris kontúrú felületet (c) figyelembe véve

Ezen egyszerűsítés alapján és az alkalmazott függőleges erő ismeretében a maximális horizontális erő meghatározható a sarokpontra felírt nyomatéki egyenletből. Az érintkezési felületek, kapcsolódó anyagok szilárdsági tulajdonsága miatt a valóságban a billenési határpont beljebb, a keresztmetszet súlypontja felé tolódik. A merev test modell emiatt egy elméleti maximális felső korlátot ad a horizontális erőre, és egyben a görbe leszálló ágra is (7. ábra, „a” görbe).

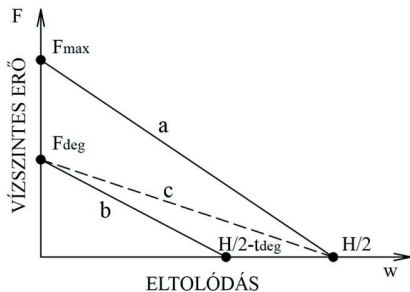


Fig. 7 Horizontális erő-eltolódás görbék az egyszerűsített merev test modell figyelembevételével

A habarcságy kimorzsolódását tekintethetjük úgy is, hogy a dolgozó keresztmetszet a degradáció mértékétől függően folyamatosan csökken, eltávolítva a maradó alakváltozást szenvedő keresztmetszeti részt (6. ábra, „b” eset). A billenési pont ezzel beljebb kerül, így a maximális horizontális erő is csökken. Ebből a megfontolásból, a károsodott zóna hosszától függően (t_{deg}), a 7. ábrán a „b” görbe szerinti erő-eltolódás görbét kapjuk. Ennek hibája viszont az, hogy a görbe eső ága nem a kísérleti eredményekkel azonos pontba fut be, ahová az első ciklus mérési eredménye tart (ld. 3. ábra). A két elméleti görbe között némi kapcsolat teremtetni, hogy a habarcs vastagságától és a pillér elfordulásától függően a keresztmetszet fel tud támaszkodni a sarokpontra is a billenés során.

A folyamat természetesen összetettebb, hiszen a pillér egy nemlineáris kontúrú habarcsfelületen „gördül” (6. ábra, „c” eset). Ez magyarázatot adhat a maximális eltoló erő követő hosszan elnyúló, közel azonos pontba tartó leszálló görbékre. Ezt közelítően modellezhetjük a 7. ábra szaggatott vonala szerint („c” görbe).

A fentieket a kísérletben tapasztaltakra vetítve a közelítő billenési pontot a 8. ábrán láthatjuk egy már sérült habarcságyú pillérmél, a billenési határállapotot az eredetire rávetítve.



Fig. 8 A talpél billenésének mozzanata a közelítő billenési ponttal az 5. ismétlés során

4. AZ ALKALMAZOTT PERLIT ADALÉKOS HABARCS MECHANIKAI TULAJDONSÁGAI

A 2014-es évben az Ybl Miklós Építéstudományi Kar Építőanyagok laboratóriumában további méréseket végeztünk a perlit adalékos habarcs és az abból készült habarcságy vonatkozásában. A habarcs főbb szilárdsági tulajdonságait szabványos kísérletek alapján határoztuk meg. Első lépésben húzó-hajlító tesztet, majd nyomó kísérletet végeztünk. Ezeket a vizsgálatokat kiegészítve, a 40x40x40 mm-es habarcskockákat ciklikus nyomó terhelésnek is alávetettük, mely a korábbi kísérleteinkhez további magyarázatot szolgáltathatnak.

A valóságban a falazóelemek közé épített habarcságy mechanika viselkedése lényegesen eltérhet a szabványos próbatest viselkedésétől, ezért a habarcságyat többféle módon modellezve vizsgáltuk, statikus és ciklikus kvázi statikus terhelések során. Elsőként vékony, kb. 10 mm-es vastagságú habarcs szeleteket (70x70x10 mm) készítettünk acél sablonba öntve, és ezeket vizsgáltuk a törőgép merev, acéllapjai között függőleges monoton és ciklikus nyomóerőre. Második lépésben a habarcságyat két falazóelemet összeragasztva is vizsgáltuk, mivel a falazóelemek merevsége is befolyásolhatja az eredményeket.

A degradációs jelenség magyarázatához további szempont lehet, hogy a hajlító terhelésnek kitétt falazat a külpontos nyomóerő hatására bereped, így a megnyíló felületek között a felületi folytonosság megszakad. Ezt követve, a próbatesteket előzetesen húzó-hajlító tesztrel szétválasztottuk, majd az előzőekben említett vizsgálatokat elvégeztük ezeken az elemeken is.

4.1 A szabványos vizsgálati módszer eredményei

A gyártói adatok szerint a habarcs mészhidrátot, cementet, perlitet (max. 2 mm-es szemmagyság) és további adalékanyagokat tartalmaz. A habarcs pontos összetevői és azok arányai nem ismertek, így csak a mérési és megfigyelési eredményeinkre támaszkodhattunk. A habarcsanyag száraz térfogata: 0,457 g/cm³. Az elkészült habarcsminták vízvesztéséből és porozitás méréseink alapján feltételezzük, hogy a habarcs porozitása 50-55 % közé tehető, de szabványos vizsgálatok ennek megállapítására nem készültek.

A jellemző, mért paraméterek és szilárdsági adatok a szabványos vizsgálati módszerek (MSZ EN 1015-11:2000) alapján a következők voltak. A szabványos nyomószilárdság 12 mérés átlagát alapul véve: 3,35 N/mm², a szilárdsági szórás pedig: 0,59 N/mm² volt. A kapott átlagos szilárdsági érték kisebb, mint a gyártó által megadott érték, de a kísérletet viszonylag kevés számú próbatesten végeztük, másrészt a vizsgálat nem a habarcsanyag nyomószilárdságának szabványos megállapítására irányult.

A nyomó kísérletek alapján az anyag rugalmassági modulusának átlagértéke 377 N/mm², a szórása viszonylag nagy, 113,5 N/mm² volt. A nyomó vizsgálatokat útvezérléssel végeztük, így az emelkedő ág utáni leszálló ág kimérésére is lehetőségünk adódott. A jellemző feszültség-összenyomódás görbe a 9. ábrán látható. A kezdeti, közel lineáris emelkedő ágat a töréspont után egy gyorsan eső, majd hosszan elnyúló leszálló ág követ.

A 40x40x160 mm-es hasábon, hajlító teszt alapján mért húzószilárdsági átlag érték: 1,12 N/mm² volt.

A habarcskockákat ciklikusan is terheltük (a törőgép sebessége 3mm/perc volt). Ebből a vizsgálatból is jellegre hasonló eredményeket (9. ábra) kaptunk: a kvázi statikus terhelési görbe jó közelítéssel megfeleltethető a ciklikus vizsgálatból kapott görbe burkolójának, ahogy

a szakirodalmi források ciklikus anyagmodelljei feltételezik (Bahn, Hsu, 1998 és Sinha, Gerstle, Tulin, 1964).

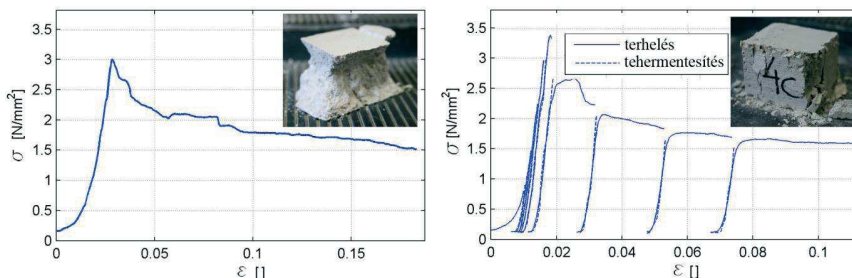


Fig. 9 A 40x40x40mm-es habarcskockák s-e görbéje monoton és ciklikus terhelésre a jellemző törési képpel

4.2 A habarcságy kísérleti modellezése merev nyomólapok között

A habarcságy viselkedése sokkal összetettebb, mint ami a habarcskocka szabványos nyomószilárdsági mérésekből kiderül. A habarcsréteg vastagsága általában 8-12 mm között készül, ami lényegesen kisebb magasságú, mint a szabványos kocka mérete. Másfelől a vékony habarcsréteg a merevebb téglák révén beszorítva helyezkedik el, ezáltal az anyagban háromtengelyű nyomó feszültség állapot jön létre.

A beszorító hatást modellezve merev acél nyomólapok között 10 mm-es vastagságú habarcsmintákat is vizsgáltunk. Ezeket, és a 40 mm-es kockák ciklikus eredményeit összevetve a feszültség-összenyomódás görbék kezdeti kvázi lineáris szakasza hasonló (10. ábra), és a törésponthoz tartozó feszültségi értékek is közel egyeznek.

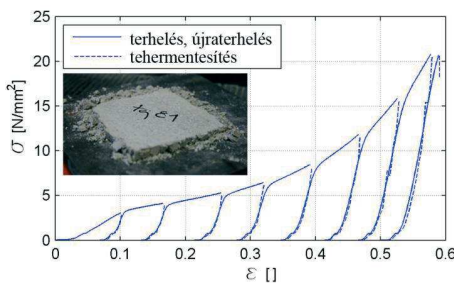


Fig. 10 A 10 mm-es vastagságú habarcsszeletek jellemző ciklikus s-e görbéje és a tapasztalt károsodási mód

A töréspontot ellenben nem leszálló, hanem viszonylag hosszan elnyúló, felkeményedő ág követ, mely a merev acéllapok beszorító hatásának tudható be. A felkeményedés szakaszán a habarcsréteg a széleken kimorzsolódik, míg a közbülső területeken drasztikusan összetömörödik, igen nagy alakváltozások kíséretében (a 10 mm-es habarcsrétegen akár 4-6 mm-es összenyomódást is megfigyelhettünk a mérési tartományunkon, a maximális 100 kN-os nyomóerő mellett). Ez a szokatlan mértékű összenyomódás a habarcs anyagának igen nagy porozitása és perlit tartalmával magyarázható.

Nyilvánvalóan a falazóelemek közötti habarcsréteg viselkedése ettől különböző, hiszen a falazóelemek merevsége nagyságrendekkel kisebb, mint az acélpofáké. Az acéllapok közötti mérés viszont egy felső, elméleti korlátot adhat az ágyazat viselkedésére.

4.3 A habarcságy kísérleti modellezése falazóelemek között

A habarcságyat megvizsgáltuk 1-1 félbevágott kisméretű tömör téglá között is, azokat a szokványos vastagságú habarccsal összeépítve. A próbatetek mérete (SZxVxM) 120x120x140 mm volt, amely kb. 10 mm-es habarcsréteget tartalmazott. Ezeket az elemeket az előzőekhez hasonlóan monoton és ciklikus függőleges nyomóerő hatására teszteltük.

A kísérlet közben elsőként a falazóelem felhasadását figyelhattuk meg. A habarcságy tágulását megakadályozva a falazóelemekben oldalirányú húzóerő keletkezik, mely egy idő után a viszonylag gyenge húzószilárdsággal rendelkező téglában függőleges repedéseket eredményez. Ezzel a jelenséggel közel azonos teherszinten indult meg a habarcs kimorzsolódása a széleken. A károsodások mellett nagy, maradó alakváltozásokat tapasztalhattunk a habarcsban, ahogy azt a 10 mm-es vékony habarcsszeletek kísérleténél is rögzítettük. A 11. ábrán a próbatetek jellegzetes károsodási folyamatát láthatjuk.

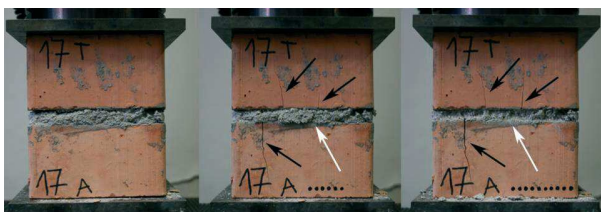


Fig. 11 A falazott próbatetek jellemző tönkremeneteli folyamata

Hat próbatest eredménye alapján a jellegzetes, ciklikus vizsgálatokból kapott görbét a 12. ábrán mutatjuk be. A relatív összenyomódását a próbatest teljes magasságára, 140 mm-re vonatkoztattuk, viszont megemlítendő, hogy az alakváltozások 70-80%-a a habarcságyban következett be (a téglá merevsége nagyságrendekkel nagyobb, mint a habarcsé). A görbék kezdeti szakasza lényegesen „lágyabban” indul, mint az acéllapok közötti vizsgálatnál tapasztalt, majd a töréspont után hosszan elnyúló, enyhén emelkedő ágat figyelhetünk meg. A megelőző eredményekkel összhangban, az ágyazatban szintén komoly mértékű, 2-3 mm-es maradó összenyomódást tapasztaltunk a mérési tartományon belül. Lényeges különbséggént mutatkozik a merev acéllapos vizsgálathoz képest, hogy a görbe felkeményedését a falazóelemek szilárdsági tulajdonságai és azok felhasadása erőteljesen korlátozzák.

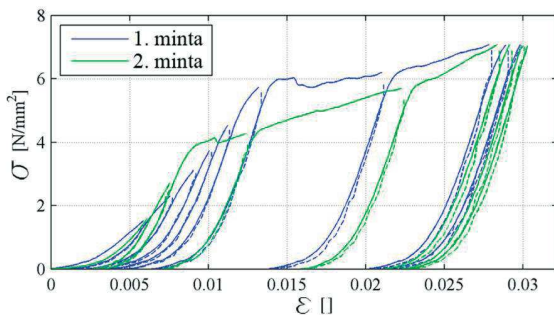


Fig. 12 A falazott próbatetek jellemző ciklikus s-e görbéje

4.4 A habarcságy kísérleti modellezése felszakított habarcságyú falazott próbatetekkel

A külpontos erőhatások révén a falazott szerkezetek berepednek, emiatt a megnyíló keresztmetszetben az anyagi kapcsolat megszűnik. A hatás következményeit modellezve, a falazott próbateteket húzó-hajlító teszttel szétválasztottuk, majd statikus és ciklikus nyomó terheléseket végeztünk rajtuk. A habarcsréteg felszakítását a szakirodalmi forrásokban fellelhető „Brench test” elnevezésű módszer (Building Research Establishment (BRE), 1991) alapján végeztük. Ennél a vizsgálatnál a próbatetek falazóelemeit acélpofák közé beszorítva, a keresztmetszeten kívüli, nagy külpontos erőhatás révén választják szét (13 és 14. ábra).

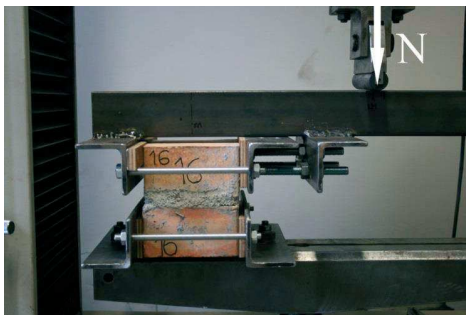


Fig. 13 A habarcságy felszakításának kísérleti összeállítása



Fig. 13 A hajlításra felszakított próbatest a törőgépből és a szétválasztott habarcságy felülete

A vizsgálat eredményeként, lineárisan rugalmas anyagot feltételezve: $0,41 \text{ N/mm}^2$ kötési húzószilárdsági értéket kaptunk a számítások alapján. Ez kb. harmada a habarcschasáb hajlító tesztjéből kapott eredménynek. A kísérlet után az elemeket gondosan egymásra helyeztük, majd elvégeztük rajtuk a monoton és ciklikus nyomó kísérletet is. A felszakítástól mentes, ép próbatestekre jellemző görbével összehasonlítva a kapott eredményeket a 15. ábra tartalmazza.

A görbék jellege, a felkeményedő ág és a ciklusokhoz tartozó „hurkok” hasonlóak. Az egyedüli különbség a görbék kezdeti ágában mutatkozik. A szétválasztott elemek összezáródása, egymásra illeszkedése miatt a görbe lágyabban, nagyobb alakváltozások kíséretében indul. Érdeemes megemlíteni, hogy a habarcsréteg anyaga a kísérlet közben „összetapadt”, a próbatestet csak erővel lehetett szétválasztani. Ez az erő hozzávetőleg az ép elemek szétválasztásához szükséges erő negyede volt.

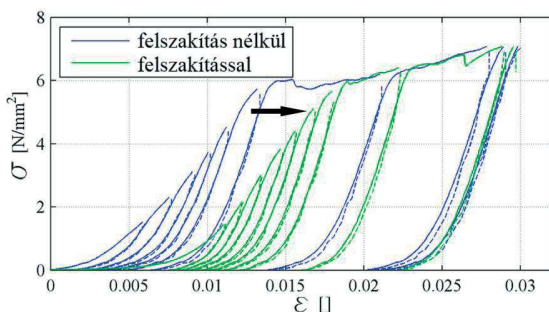


Fig. 15 A felszakított habarcságyú pillér ciklikus eredményeinek összevetése az ép elemekével

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Karcsú falazott szerkezeteknél az oldalirányú terhek következtében jellemzően diszkrét repedések jelennek meg a szerkezeten. A megnyíló repedések sűrűségét a falazóelem magassági mérete és az alkalmazott igénybevétel határozza meg. A berepedt keresztmetszetek habarcságya az ismétlődő nyíló és záródó mozgás hatására károsodhat. Már kicsi függőleges, de nagy külpontosságú nyomóerő mellett is megindulhat a kimorzsolódás és tönkremenetel a kialakuló élfeszültség hatására. A kis habarcsvastagság ellenére a pillérek ellenállása jelentősen lecsökken, melyet a hagyományos húzószilárdság nélküli modellel nem lehet követni. Emiatt indokolt, hogy ismétlődő terhekre a megnyíló habarcságyzat modellezésére külön ciklikus anyagmodellt vegyünk figyelembe.

Ez a jelenség erőteljesen függ az alkalmazott habarcsból és annak vastagságától. A kísérleti programunkban alkalmazott vékonyhabarcsú próbatesteknél nem tapasztalható ilyen jelenség, a vékony, 1-2 mm-es habarcsréteg nem befolyásolja a viselkedést. A vizsgált PoroTherm M30-as jelű vastaghabarcsnál a jelenség nem volt számottevő a kísérletben alkalmazott kis függőleges erő mellett. Viszont a hőszigetelő habarccsal falazott pilléreknél jelentős degradációt figyelhettünk meg a vizsgálati programunkban. A ciklikus terhek hatására jelentős maradékosztályú kimorzsolódást és kimorzsolódás tapasztalható a széleken, mely a szerkezet merevségét, dinamikai jellemzőit jelentősen befolyásolja, viszont a degradációs folyamat néhány ciklus után lelassul és „beáll”.

A habarcságy kísérleti vizsgálata alapján felkeményedő hatást figyelhetünk meg a feszültség-alakváltozás görbéken, mely a beszorító hatásból adódik. A jelenséget számottevő összenyomódás kísérí, mely a habarcsanyag nagyobb porozitása, és perlit tartalmára vezethető vissza. Az anyag betömörödése magyarázatot ad a felkeményedési jelenségre és arra, hogy a degradációs folyamat miért lassul le. Azonban ennek a felkeményedésnek korlátot szab a falazóelem is, mely a habarcs oldalirányú tágulását akadályozva egy idő után felhasad és tönkremegy a húzóerők hatására.

Noha a jelenséget a kísérleti programunkban jellemzően a hőszigetelő, perlit adalékos habarccsal falazott elemeknél tapasztaltuk, nem zárható ki, hogy más, vastag habarccsal készülő falazatoknál is hasonló jelenséggel találkozhatunk.

A kísérleti eredmények megfelelő kiindulási alapot szolgáltathatnak a modellezéshez: a ciklikus görbékre illeszthető egy ciklikus anyagmodell, mely a károsodási zónát megfelelően le tudja írni, ezáltal a teherbírás csökkenés folyamatában követhető.

7. ALKALMAZOTT JELÖLÉSEK

H	keresztmetszet magassági mérete
b	keresztmetszet szélességi mérete
L	pillér magassága
N	koncentrált függőleges erő
F	koncentrált horizontális erő
w	a pillér eltolódása
e	a függőleges erő központossága
t	habarcsréteg vastagsága

8. KÖSZÖNETNYÍLVÁNÍTÁS

A 2010-es évben a Budapesti Műszaki Egyetem Szilárdságtani Tanszék laboratóriumában elvégzett statikus és dinamikai kísérletsorozatot a Wienerberger Zrt. támogatta az alapanyagok biztosításával és a pillérek szakszerű kivitelezésével. Ezúton is köszönjük támogatásukat a vizsgálati program megvalósításában. Egyúttal köszönjük Sebestyén Ottó laboratóriumi műszerész odaadó segítségét.

A perlit adalékos habarcs kiegészítő vizsgálatát a Szent István Egyetem, Ybl Miklós Építéstudományi Kar, Építőanyag laboratóriumában végeztük. Köszönetet mondunk a Karnak a biztosított eszközökért és külön hálás köszönettel tartozunk Leczovics Péter mérnök tanárnak, aki a kísérletek lebonyolításában nyújtott komoly műszaki segítséget és építő tanácsaival hozzájárult a vizsgálat sikerességéhez.

9. HIVATKOZÁSOK

- Bahn, B. Y., Hsu, C. T. (1998), „Stress-Strain Behavior of Concrete under Cyclic Loading”, *ACI Materials Journal*, 95 (2), pp. 178–193.
- Building Research Establishment (BRE) (1991), „Testing Bond Strength of Masonry”, Digest 360
- Doherty, K. T. (2000), „An investigation of the weak links in the seismic load path of unreinforced masonry buildings”, *PhD Thesis*, Faculty of Engineering of The University of Adelaide

- Dulácska, E. (1972), „A falazott szerkezetek tervezésének új szabványa”, *Magyar Építőipar*, 27. évf. 10. sz., pp. 587-590.
- Dulácska, E., Tajta, I. (2009), „A húzószilárdság nélküli téglalap keresztmetszetű rudak”, *Építés – Építészettudomány*, 37 (1-2), pp. 129-142.
- Dulácska, E., Tajta, I. (2012), „A külpontosan nyomott, rugalmas falazott pillérek statikai vizsgálata Ryder-féle rúdmodellel”, *Vasbetonépítés*, XIV (1), pp. 4-10 és XIV (2), pp. 38-41.
- McNary, W. S., Abrams, D. P., „Mechanics of Masonry in Compression”, *Journal of Structural Engineering*, 111 (4), pp. 857-870
- Sinha, B. P., Gerstle, K. H., Tulin, L. G. (1964), „Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading”, *Journal of The American Concrete Institute*, 61 (2), pp. 195-210.
- Vermeltoort, A. T. (2005), „Brick-mortar interaction in masonry under compression”, *PhD Thesis*
- Yokel, F. Y. (1971), „Stability and load capacity of members with no tensile strength” ASCE of the Structural Division 97, pp. 1913-1926.
- MSZ EN 1015-11:2000, Falszerkezeti habarcsok vizsgálati módszerei, 11. rész: A megszilárdult habarcs hajlító- és nyomószilárdságának meghatározása

SAVÁLLÓAK LEHETNEK-E A BETONOK?

*Dr. Erdélyi Attila - Kovács József - Gál Attila
CEMKUT Kft.
1034. Budapest, Bécsi út 122-124.*

ÖSSZEFOGLALÁS

Az EN 206:2014 Beton. Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés című szabvány csak a természetes vizek és talajok okozta agresszív vegyi környezet esetével foglalkozik, az agresszív ipari környezettel, ezen belül a savkorróziót okozó körülményekkel (pl. erjesztő silók, biogáz berendezések, füstgázvezető hűtőtornyok esete) nem. A savállóság vizsgálatára semmiféle nemzetközileg elfogadott módszer nincs. A hiányzó előírásokat a nemzeti kiegészítésekben pótolják. Vizsgálati módszert és javított savállóságú beton tervezését, ellenőrzését csak külön kutatással lehet megalapozni. A Duna-Dráva Cement Kft. a Beton Technológiai Centrum Kft-nél és a CEMKUT Kft-nél összehangolt kutatást rendelt meg. A pH=3,5 kémhatású ecetsavas tömegcsökkenési és kiegészítő vizsgálatokkal ellenőriztük különböző kohósalak tartalmú üzemi cementek, valamint kiegészítő anyagok (szilikapor, metakaolin, HDT stb.) keverékét megszilárdult pépeken, habarcsokon és betonokon, a (v/c)_{ekv.} mindig 0,4 volt. A legtömörebb szemcsehalmozatot adó Fuller & Thompson féle teljes szemeloszlást és az ehhez tartozó legkisebb kötőanyag tartalmat (CEMKUT) valamint az XA3 osztályra előírt nagyobb kötőanyag tartalmat és az AB16-os középgörbét követtük (BTC). A legjobb savállóság a CEM III/B típusú kohósalakcement és metakaolin (vagy HDT, illetve szilikapor) keverékétől várható. A tömegcsökkenés csak fele vagy még kevesebb, mint amennyit tiszta (közönséges vagy szulfátálló) CEM I portlandcementtel kaphatunk. Irodalmi adatok szerint kénsav korrózió esetén is a szulfátálló CEM III/B alkalmazandó, inkább két, mint egy kiegészítő anyag használatával. 570 napos korban 5% alatti tömegcsökkenéshez kb. 25% nyomószilárdság csökkenést és 84%-os relatív dinamikai modulust mértünk.

CAN CONCRETE BE ACID RESISTANCE?

The EN 206:2014: Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity standard deals only with exposure classes of chemical attack XA caused by natural soils and ground water but not a single word is told about the effect of aggressive acidic industrial environment, including silos, biogas tanks, cooling towers with smokegas conduction, etc. Furthermore there is no internationally accepted method to test and rate acid resistance of concrete. A reliable test method and mix design concept for concrete with improved acid resistance should be based on specially planned laboratory research. An order for a research work was given by the Duna-Dráva Cement Ltd. to two laboratories of Concrete Technology Center Ltd. and CEMKUT Ltd. to fulfil an agreed program. The loss of mass due to storing in acetic acid solution of pH=3.5 and the change of other accompanying properties were checked on hardened concrete samples made of factory cements containing different amounts of ground granulated blastfurnace slag (GGBF), without and with some additional materials, always with a (w/c)_{eq}=0.4. The distribution of Fuller & Thompson for all dense particles (cementing materials and aggregates) was used by CEMKUT to attain the minimum gap

volume and the smallest binding material content, and on the other hand a higher one, conforming the Annex F, XA3 of EN 206 and the usual grading curve of A16/B16 aggregate was applied in the concretes made by Concrete Technology Center. The smallest loss of mass could be achieved with a mixture of CEM III/B 32.5 N-LH/SR cement + metacolin (or silica fume, or HDT) addition. The loss after an acid storage of cc. 170 d was less than the half of a concrete made with CEM I (ordinary or sulphate resistant portland cement) without additions: 2.15 m/m% loss in spite of 4.82 m/m%. According to data of the technical literature even in case of sulphuric acid attack the CEM III/B types of cements are superior to the sulphate resistance of CEM I N-SR0 provided they are used together with at least one, better with two suitable additions. The concrete following the Fuller & Thompson particle distributions and kept in acetic acid for 570 days the suffered loss of mass less than 5 m/m% (together with the soft layer brushed down at the end of test) and 25% loss of compressive strength, and rendered $RDM_{\text{upit}} \sim 84\%$ relative dynamic modulus, - well over the 75% limit mentioned in prescriptions.

1. BEVEZETÉS

Az EN 206:2014 Beton európai szabványban a beton tartóssága van a középpontban és a különböző környezeti hatásoknak ellenálló betonösszetételekre, a friss és a megszilárdult betonra ad meg követelményeket.

Az EN 206:2014 a többi környezeti osztályhoz képest nagyon mostohán bánik az agresszív vegyi környezetnek kitett, XA jelű osztályokba tartozó betonokkal, *mert csak a természetes talajvizekből és talajból származó hatóanyagokat sorolja föl* (EN 206:2014 szabvány 2. táblázata) és ilyen környezeti körülmények előfordulására – eltérően az összes többi XC, XD, XS, XF stb. osztálytól – még példákat sem ad. A szulfátállóság vizsgálatára vannak „bevett”, nemzetközileg elfogadott módszerek és a nemzeti szabványok ezekből választhatnak, de *a savállóságnak sem a vizsgálatára, sem a követelményre semmiféle előírás nincs*. Megemlítjük, hogy az osztrák ÖNORM 4710-1:2014 (tervezet) az N mellékletében leír egy Ausztriában kötelező vizsgálati módszert 40x40x160 mm-es beton hasábok ecetsavas károsodásának megállapítására egy etalon betonnal való összehasonlítás alapján.

Ipari eredetű agresszív vizeknek kitett betonra (szennyvízkezelők, biogáz tartályok, mezőgazdasági tároló és erjesztő silók, erőművek füstgázkezelő hűtőtornyai stb.) az EN 206:2014 semmiféle támpontot nem ad.

A nemzeti szabványok esetenként kiegészítő előírásokat adnak. Az ÖNORM 4710-1:2014 egy úgynevezett HL-SW (Hochleistungsbeton im Siedlungswasserbau) jelű, különleges tulajdonságú betont ír elő szennyvízkezelő építmények betonjára, az XA3 osztályban ($v/c \leq 0,34$; C40/50). A svájci SN EN 206-1/NE 2013 egy külön XAA (A=Abwasser, szennyvíz) betonosztályt ír elő. A német nemzeti előírás *a DIN 1045-2:2014 (tervezet) az EN 206 XA osztályait kiterjeszti ipari agresszív környezet esetére is (lásd az ottani 1. táblázatot, benne szennyvíz- és trágyalétárolók, takarmány erjesztősilók, füstgázkezelésű hűtőtornyok, stb.), egyúttal az XA2 osztályban szigorít és C35/45-öt, illetve $v/c \leq 0,45$ -öt ír elő, az XA3-osztályban pedig másodlagos védelmet is*. A DIN 11622 külön tárgyalja a vasbeton erjesztő silókat.

A hazai szabályozás ugyan meghagyta az EN 206 szerinti XA1-XA2-XA3 értelmezést a természetes vizekre/talajokra, de az ipari eredetű agresszív folyadékokra külön magyar XA4(H)-XA5(H)-XA6(H) osztályokat alkotott, egyúttal (osztrák mintára) különbséget tett az

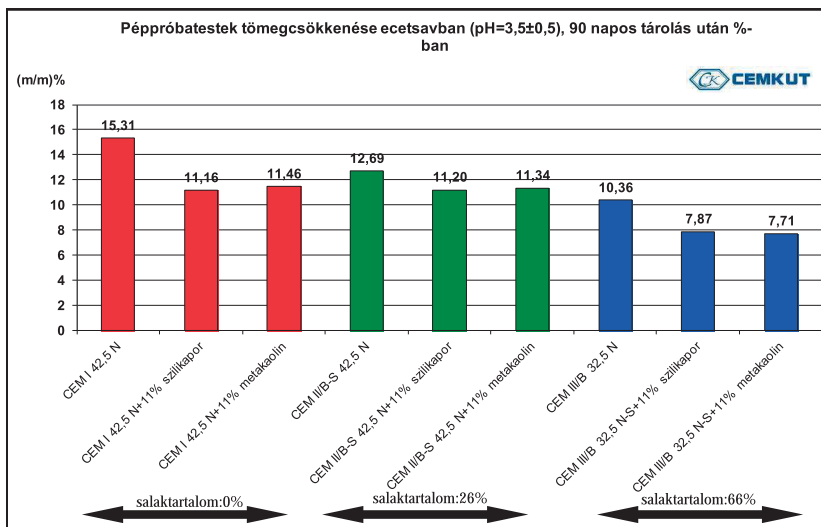
oldódást illetve duzzadást okozó betonkorrozói között (v.ö. MSZE 15612:2014: Előre gyártott beton csatornázási aknaelemek; Kausay, 2013).

A Duna-Dráva Cement Kft. az előírás hiányosságok miatt a Beton Technológiai Centrum Kft.-nél (BTC) és a Cementipari Kutató-fejlesztő Kft.-nél (CEMKUT) összehangolt kísérletsorozatot rendelt meg a „savállóbb” kötőanyagok, betonok jobb megismerése céljából. A vizsgálati folyadék mindkét helyen pH=3,5 kémhatású, az általában leggyakrabban használt ecetsav volt (CH₃COOH).

2. A BETON SAVÁLLÓSÁGÁT BEFOLYÁSOLÓ TÉNYEZŐK

2.1 A kötőanyagok fajtái

A tiszta portlandcement betonja – a nagy Ca(OH)₂, portlandit tartalom miatt – nem saválló, mert a portlandit oldódik, a keletkező C-S-H gélek kevésbé oldódnak. E gélek térfogat arányát hozzáadagolt vagy a cementben eleve meglévő, *nagy SiO₂ tartalmú látens hidraulikus (granulált kohósalak) vagy puccolános hatású (savanyú pernye, trasz, szilikapor, stb.) anyagokkal növelni lehet.* Az újabban alkalmazott metakaolin kiegészítő kb. 35-40% Al₂O₃-t (alumínium-oxidot) tartalmaz és az ebből keletkező C-S-A-H gélek körülbelül ugyanannyira vagy jobban savállóak, mint pl. a szilikaporról kapható C-S-H gélek. A 1. ábrán (v/K)_{ekv.}=0,4 egyenértékű víz-cement tényezővel a CEMKUT-ban készített péphengeren mért tömegveszteségek oszlopdiagramjai láthatók. Eszerint a *növekvő kohósalaktartalmú cementek savállósága önmagukban is növekszik* (tömegveszteség: 15,3→12,7→10,4 m/m% a kohósalak-mentes, 26, illetve 66% kohósalak tartalmú cementek esetén).



1. ábra Cementkövek tömegcsökkenése pH=3,5 kémhatású ecetsavban, 90 nap alatt

A CEM III/B 32,5 N-S cement kedvező savállóságát, az egyébként szulfátálló CEM I 32,5 N-S cementhez képest a 2. ábra is igazolja.



2/a ábra 2005-ben CEM I 32,5 N-S cementtel készült takarmánytároló állapota 2010-ben (fényképezte: Kovács József DDC Kft.)

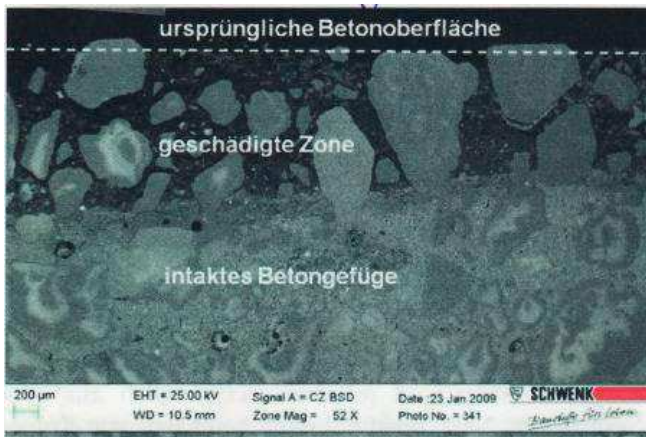


2/b ábra 2005-ben CEM III/B 32,5 N-S cementtel készült takarmánytároló állapota 2010-ben (fényképezte: Kovács József DDC Kft.)

A szilikaporról illetve metakaolinnal (11 m/m% cementre vonatkoztatva) készített változatok ugyanezekre a cementekre (CEM I 42,5 N és CEM II/B-S 42,5 N) még jobbak: a tömegvesztésük egyaránt kb. 11,2 m/m%. Az egyébként is legkedvezőbb CEM III/B 32,5 N LH/SR esetében csak ~7,8 m/m% a tömegvesztés: ez kb. a fele a tiszta CEM I 42,5 N pép vesztésének. Az itt használt szilikapor (Centrilit Fume SX) és metakaolin (Metaver I) – az adott vizsgálati feltételekkel – egyenértékű volt. A hazai betonipar inkább az olcsóbb metakaolinokat választja.

Németországban a szilikapor tartalmú kohósalakos CEM II/B-M (S-D) 52,5 N jelű kompozit cementeket sikeresen alkalmazták kénsvkorrózió esetén (König et al., 2010). A cement klinker és kohósalak részét külön őrlték, hogy az eltérő keménységű anyagból a kívánt szemeloszlást kaphassák, majd utána a szilikaporról együtt nagy teljesítményű berendezésekben homogenizálták. Ehhez a 310 kg/m³ cementhez még 50 kg/m³ pernyét keverték a betonba és a (v/c)_{ekv}=0,42-0,45-ös keverékből PCE alapú folyósító szerrel 90 N/mm² nyomószilárdságú (28d) betont kaptak (márkanéve: „DURACRETE[®]” Lichtmann, 2009). Ezeken a betonokon 12 hetes, pH=2,5-ös kénsvban való áztatás után 5,5 m/m% tömegvesztésűt, a csiszolaton pedig 1,2 mm mély felületi veszteséget és 0,7 mm vastag savkárosodott (pH<10,5) átmeneti zónát mértek.

Ez utóbbit pásztázó elektronmikroszkóppal mérték. Jellegzetes felvétel az 3. ábrán látható.



3. ábra Beton szövetszerkezetének elektronmikroszkópos felvétele (König et al., 2010)

A DURACRETE[®] kénsaválló beton kötőanyaga tehát 4-alkotós, 3 féle kiegészítő anyaggal, klinker+szilikapor+kohósalak (a cementben) és külön adagolt köszénpernyével készül. A röntgendiffrakciós elemzés szerint a szulfátálló etalon portlandcementtel (CEM I 42,5 R-HS) – kiegészítők nélkül készített – beton kötőanyagán, illetve a sikeres DURACRETE[®] betonén az alábbi fázisokat mérték félkvalitatív módon-*1. táblázat* (+=kevés, ++=közepes, +++=sok).

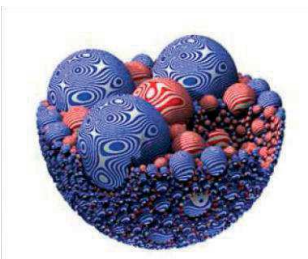
1. táblázat Röntgendiffrakciós fáziselemzés (König et al., 2010, p.723)

	Étalon	DURACRETE [®]
Gipsz	++	+
Etringitt	++	+
Portlandit	+++	+
Calcit	+	-
C ₃ S	+	-
C ₂ AF	+	-

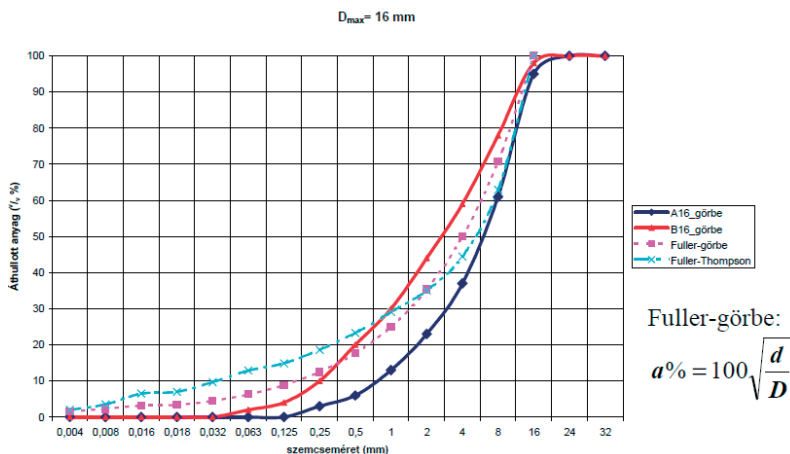
2.2 A kötőanyag és adalékanyag halmaz együttes szemeloszlása

A folytonos, nyújtott szemeloszlás révén a legjobban „térkitöltő”, legkisebb hézagterfogatú szemhalmazt kapjuk. A legkedvezőbb hézagterfogat egyúttal a legkisebb vízigényt is jelenti. A szemeloszlás geometriai (térkitöltési) követelményeit a Fuller & Thompson görbe adja: *ebbe beletartozik az adalékanyag legnagyobb szemmagyságától (D) kezdve, az összes felező szemméreten végig, akár az 1µm-ig lefele terjedően az előírt összes térfogat%, tehát a kötőanyagoké is.*

Ilyen gömbhalmaz idealizált képe a 4. ábrán, a Fuller & Thompson (F&T) teljes szemeloszlás D=16 mm-re pedig az 5. ábrán látható.



4. ábra Idealizált szemcseméret-eloszlás (Hüttl - Hillemeier, 2000; CEMKUT, 2011)



5. ábra A Fuller-, a Fuller & Thompson-görbe (Hüttl - Hillemeier, 2000) és az A16, B16 határgörbék

Az 5. ábrán látható görbék alapadatait a 2. táblázatban gyűjtöttük össze.

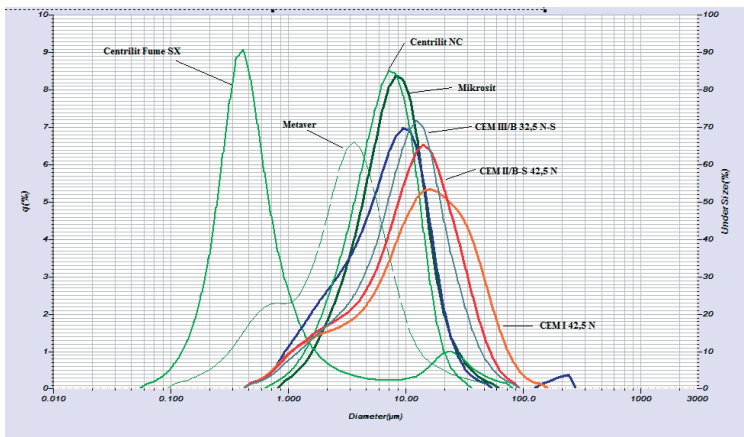
Alkalmas szemeloszlású kötőanyagokból (cement+kiegészítők) és szűk adalékanyag frakciókból ilyen keverék összeállítható.

A CEMKUT Kft. előkísérleteiben használt kötőanyagok szemmagyság szerinti gyakorisági diagramjai a 6. ábrán láthatók. A Centrilit Fume SX 57000 cm²/g fajlagos felületű szilikapor, a Metaver nevű metakaolin 23000 cm²/g, és a Centrilit NC nevű metakaolin 17000 cm²/g fajlagos felületű. A metakaolinok szemmérete közel van a CEM III/B 32,5 N LH/SR jelű (az egyébként legkedvezőbb sav-és szulfátállóságú) cementéhez: az F&T görbe követése szempontjából a szilikapor szemmérete kedvezőbb lenne.

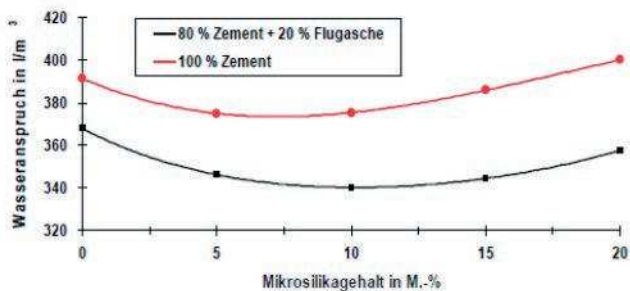
A geometriai (F&T) megfelelésen kívül van a kötőanyag keveréknek a tényleges szemalakjuktól is függő vízigénye: ennek legkisebb értékét kísérlettel lehet meghatározni (7. ábra).

2. táblázat Az F&T alapadatai és a szemeloszlási szabványos határgörbék D=16mm esetén

d/D,F&T	F&T térf%	Szita (mm)	A16	B16
1 /4096	2	0,004	0	0
1 /2048	3,5	0,008	0	0
1 /1024	6,5	0,016	0	0
1 /888	7	0,019	0	0
1 /512	9,69	0,032	0	0
1 /256	12,9	0,063	0	2
1 /128	14,9	0,125	0	4
1 /64	18,6	0,25	3	10
1 /32	23,3	0,5	6	20
1 /16	29,1	1	13	30
1 /8	35,1	2	23	44
1 /4	44,4	4	37	59
1 /2	62,9	8	61	78
1 /1	100	16	95	98



6. ábra A vizsgálati cementek és a kiegészítő anyagok szemméret-eloszlása, CEMKUT, 2013



7. ábra A Punkte módszerrel kimutatható legtömörebb változat 10% szilikapor tartalmú (cement+pernye) keverékhez (Punkte, 2002)

A 7. ábra szerinti 2-alkotós, cement+szilikapor keverék (piros vonal) alatt halad a 3-alkotós, [cement (80%) + pernye (20%)] + a hozzáadott változó mennyiségű szilikapor (fekete)vonala. Eszerint nem elegendő a kötőanyagok (cement+kiegészítők) szemeloszlásának geometriai megfelelése a Fuller & Thompson görbe szerint, hanem további „vízigény-finomításra” is szükség lehet. Ha a környezet kénsavas (füstgáz elvezető hűtőtornyok széntüzelésű erőművekhez, biogáz üzemű berendezések, egyes ipari szennyvizek), és ugyanakkor nagyobb és korábbi szilárdságra van szükség, akkor lehet szulfátálló (SR0) portlandcementet (42,5, illetve 52,5) használni, *de ehhez mindenképpen kell kiegészítő anyag, esetleg 2-3 féle is*, mert különben a beton nem lesz kénsaválló. Ezt szemlélteti a 8. ábra.



8. ábra Kénsavban áztatott próbatestek roncsolódása 75 napos tárolás után: alul egy tiszta szulfátálló portlandcementből készült, felül pedig cementet, pernyét és mikroszilikát is tartalmazó 10x40x160mm-es habarcschasáb látható. (Hüttl - Hillemeier, 2000)

2.3 A kötőanyagok térfogata

A betonból kioldható térfogat gyakorlatilag csak a cementkő, a megszilárdult kötőanyagpép, mert a hazai homokos kavicsokat és a zúzott követ (a mészkő kivételével) *gyakorlatilag* savállóknak tekinthetjük. A $CaCO_3$, akár mint adalékanyag (pl. kiegészítőként használt mészkőliszt az öntömörödő betonban), akár az L vagy LL jelű cementek mészkőliszt tartalma *savoldható, tehát kerülendő*. Szennyvíz elvezető betoncsöveket mégis szoktak néha gyengén oldódó mészkő vagy dolomit adalékanyaggal készíteni, mert így a cementkő és az adalékvíz fogyása hasonló, a cső belső fala simább marad – kedvezőbb a medererdességi-tényező –, míg csak az egész csőfal egy idő múlva „el nem fogy” (Woods, 1968)

A beton kötőanyag tartalma tehát a lehető legkisebb legyen. A Ruhr-vidéki erőművek füstgázt elvezető hűtőtornyainak beton receptúráiból is ez a törekvés látható (3. táblázat). A beszámítható kötőanyag, illetve a cementtartalom együtt sem éri el a DIN 1045-2:2014 szabvány tervezetben az XA3-ra előírt legalább 360 kg/m³ értéket. Ugyanez a helyzet a „saválló” betoncsövek esetében (Breit, 2002)

3. táblázat A Ruhr-vidéken épített bevonat nélküli hűtőtornyok fontosabb adatai (Lohaus -Petersen - Griese, 2009)

Hűtőtorny	Niederaußem	Neurath	Boxberg	Datteln	Hamm
Építész	RWE		Vattenfall	EON	RWE
Kivitelező	Heitkamp	Weimer/Trachte und Alpine	Heitkamp	Wayss & Freytag und Schaffer Bauten	Wayss & Freytag
Építés kezdete	1999	2006	2007	2008	2008
cement típusa	CEM I 42,5 R-HS/NA	CEM I 42,5 R-HS/NA	CEM II/B-S 42,5 R-HS/NA	nincs adat	CEM I 42,5 R-HS/NA
cementtartalom [kg/m ³]	250	251	270	nincs adat	250
kiegészítőanyag	köszénpernye (SFA)+ szilikapor	köszénpernye (SFA)+ szilikapor	Köszénpernye+ igen finom pernye	nincs adat	köszénpernye (SFA)+ szilikapor
(v/c) _{ekv}	~0,40-tól 0,42-ig				

A széleskörű kutatási eredmények alapján a F&T görbe szerinti legtömörebb szemhalmazzal és a *finomrészek további optimalizálásával* így is elérhető az elegendő kötőanyag tartalom, megjegyezve, hogy a 3. táblázat példái közül csak a Boxberg-i, 270 kg/m³ cementtartalmú beton volt jól szivattyúzható (Lyhs - Silbereisen, 2008). Az F&T görbe szerint kiadódó kötőanyag (pl. 63 μm alatti) szemek mennyiségét tehát adott esetben felül kell bírálni.

2.4 A kiinduló betonra vonatkozó egyéb követelmények

A szokásos betonösszetéti és szilárdsági követelményeken túl a savállósági vizsgálatokkal párhuzamosan a szakintézetek el szokták elvégezni a *kloridbehatalási diffúziós tényező* (D, m²/s), a *porozitás*, esetleg a *pórusméret eloszlás* vizsgálatát. Célszerű a *vízfelvétel* és a *vizzáróság* meghatározása is. Ha egy beton nem vizzáró, akkor saválló sem lehet: a vizzáróság a savállóságnak szükséges, de nem elégséges feltétele.

3. A SAV OKOZTA KÁROSODÁS NÉHÁNY LEHETSÉGES MÉRŐSZÁMA

1. A *tömegcsökkenés* a leggyakoribb, jól mérhető, ellenőrizhető és az m/m%-t(idő) diagramból a lassulás vagy gyorsulás is megítélhető.
2. A *viszonyított (relatív:R) E_{din} dinamikai rugalmassági modulus* változásainak nyomon követése ultrahang terjedési sebességek illetve önrezgésszám változások alapján, kipróbálva a fagyhatás okozta belső szerkezetváltozás (internal damage) mérésére vonatkozó MSZ CEN/TR 15177:2009 szerinti módszereket a savhatásra is.
3. A *sav okozta külső réteg változása, kéreg keletkezése* (méret, szövetszerkezet mikroszkópos elemzéssel, pl. a 3. ábra szerint) illetve a fenolftalein reakcióval kimutatható „ép mag” méretei.
4. A vizsgálat végén mérhető *hajlító erők és szilárdságok, illetve nyomószilárdságok összehasonlítása az etalon* (vízben tárolt) beton próbatetek adataival. A hajlító erőkől visszaszámolható a kezdeti „ép” keresztmetszet csökkenése. (ÖNORM 4710-1:2014 Beton, tervezet. N melléklet).
5. Célszerű a *maradó lúgosságot* (rest alkalinity) is meghatározni, tisztázandó, hogy a savanyú kiegészítők miatt nem csökkent-e a vasbetétek védettsége. Mérőszáma: Ca(OH)₂ g/100 g kötőanyag, követelmény $\geq 2,5$ m/m% (Berlin Brandenburg MPA) illetve 91 napos korban $\geq 3\%$ (Lyhs - Silbereisen, 2008) vagy maradó pH_≥12,5 lúgosság, amely még 20% szilikaporrall is teljesül (Neville, 1995)

4. A FULLER&THOMPSON-GÖRBE SZERINT ÖSSZEÁLLÍTOTT BETON SAVÁLLÓSÁGI VIZSGÁLATA (CEMKUT)

4.1 Betonösszetétel és szabványos szilárdság

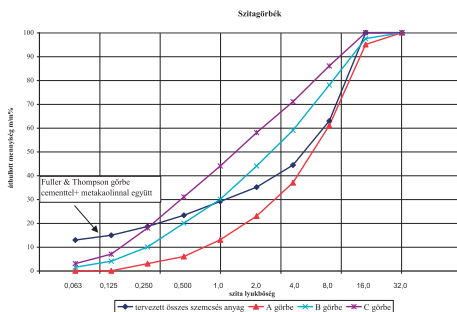
A CEMKUT D=16mm-es F&T görbe teljes szemeloszlása szerinti betonjának receptúrája (4. táblázat) is kis kötőanyag tartalmú. A pontos szemeloszláshoz az adalékanyagot a 4. táblázat szerinti frakciókra szitáltuk szét, és azokból állítottuk össze. Ez a gyakorlatban nyilván nem lehetséges.

Az összes kötőanyag (CEM III/B 32,5 N-LH/SR + metakaolin) K=311,2 kg/m³ (=105,2 l/m³), a kötőanyagpép térfogata levegő nélkül 227,2 l/m³. Az adalékanyag összes tömege a=1980,8 kg/m³; az adalékanyag/kötőanyag arány a/K=6,36, tehát a beton aránylag kis kötőanyag tartalmú, és v/K=0,39 volt. Az F&T szemeloszlás 63μm fölötti része a 9. ábrán látható, a szabványos határgörbékkel együtt. Üzemi gyakorlatban tehát **D=16 mm esetén** elegendő az

A görbe közeli szemeloszlás és az F&T szerinti kötőanyag tartalom alkalmazása. Nagyobb D esetén (22,4 mm; 32 mm) az F&T-görbe túl kevés 63µm alatti szemcsét ír elő, ezért ilyenkor a bedolgozhatósághoz előírt konszisztencia eléréséhez szükséges lisztfinom 0,125 mm alatti, illetve 0,25 mm alatti finom szemek mennyisége, benne a kötőanyag **tartalom** próbakeveréssel határozandó meg. A kötőanyag **fajtájára** nézve (cementfajta, kiegészítők) a 2.1 pont követendő.

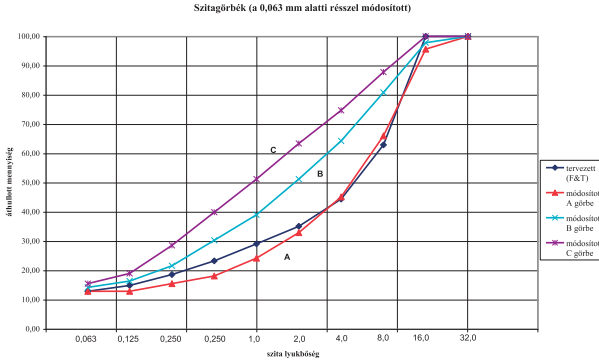
4. táblázat A F&T görbe szerinti betonkeverék összetétele (CEMKUT 37/2014)

1 m ³ beton összetétele	frakciók	tömeg [kg]	térfogat [l]	
	Cement	< 90 µm	282,32	94,11
	Metakaolin	< 63 µm	28,89	11,12
	Adalékanyag	< 0,063 mm	16,54	6,26
		0,063/0,125	42,19	15,98
		0,125/0,25	83,57	31,65
		0,25/0,5	106,15	40,21
		0,5/1	131,00	49,62
		1/2	135,51	51,33
		2/4	209,13	79,22
4/8	418,75	158,62		
8/16	837,93	317,40		
Víz	-	122,00	122,00	
Levegő (2 tf%)	-	-	20,00	
Adalékszer	-	2,49	2,49	
Tömeg:	-	2416,45	-	
Térfogat:	-	-	1000,00	



9. ábra F&T beton szemeloszlása, D=16 mm

Ha a F&T görbe 63µm-hez tartozó kb. 13%-os pontjához (ennyi a kötőanyag) igazítjuk az „A16”, „B16”, és „C16” határgörbéket, akkor látható, hogy az F&T az A16-hoz közel, 2 mm-ig kissé fölötte halad (10. ábra).



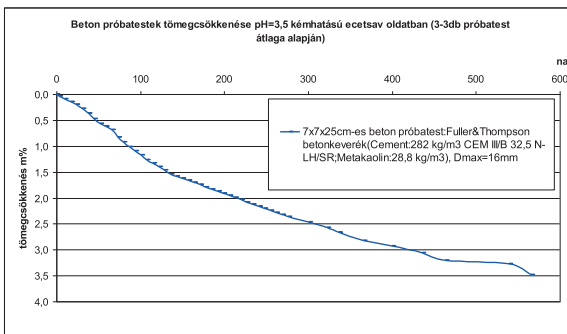
10. ábra „A16”, „B16”, és „C16” határgörbékhez igazított F&T görbe

A 28 napig vízben tárolt 4 darab 150x150x150 mm-es próbakocka szilárdsága rendre 53,7-53,0-53,3-54,1 N/mm², átlaga: 53,5 N/mm². 5 N/mm² szórását föltételezve és 1,645-ös Student tényezőt alkalmazva a küszöbszilárdság, azaz karakterisztikus érték $f_{ck}=53,5 - 8,2 \text{ N/mm}^2=45,3 \text{ N/mm}^2$. Az F&T beton tehát C35/45 szilárdsági osztályú, ami megfelel az XA3 környezeti osztálynak.

Az 56 napos (28 napig vízben tárolt) korban a próbakockák átlageredménye 57 N/mm². Számottevő utószilárdulás vélhetően azért nincs, mert a kohósalakos kötőanyag a 28 napos vízben tárolás alatt gyakorlatilag teljesen hidratálódott.

4.2 Savállósági vizsgálat és a hozzátartozó mechanikai vizsgálati eredmények

Az F&T görbe szerinti szemeloszlású és a 4. táblázat szerinti összetételű betonból készített 70x70x250 mm-es próbahasábokat 28 napos vízben tárolás után T=30°C-on kiszáritottuk, hogy azután a savfelvétele a lehető legnagyobb legyen. Telítés után a próbatesteket 569 napig, a vizsgálat végéig T=20±2°C hőmérsékleten vízben ill. pH=3,5 kémhatású ecetsavban tároltuk, a savat a szükséges időközönként lecseréltük. A folyamatoss tömegmérésekből számított veszteségek diagramja a 11. ábrán látható, jellegében lassuló.



11. ábra Fuller & Thompson betonkeverék tömegcsökkenése ecetsavban 569 napig

A vizsgálat ideje alatt a savban ázó próbatesteket nem dörzsöltük le, a vizsgálat végén kb. 1 m/m% laza anyagot lehetett ledörzsölni. Ezt a veszteséget a diagramban nem tüntettük föl. A „V” vízben tárolt, ill. „S” savban tárolt 3-3 próbatest mechanikai vizsgálati eredményei az 5. táblázatban találhatók.

5. táblázat F&T betonkeverék mechanikai vizsgálati eredményei.

		testsűrűség átlag [kg/m ³]	hajlítóerő [kN]	hajlítóerő átlag [kN]	σ hajl. [N/mm ²]	ép "a" réteg [mm]	roncsolt "b" réteg [mm]	nyomóerő [kN]		nyomószilárdság [MPa]
Ecetsavban	S I-1	2286	4,53	4,1 (55%)	4,32	59,0	5,5	199	196	40 (75%)
	S I-2		4,245		4,08	60,5	4,8	199	198	
	S I-3		3,609		3,38	54,3	7,9	186	192	
Vízben	V II-1	2337	7,876	7,5 (100%)	6,95	-	-	210	264	53 (100%)
	V II-2		6,814		6,04	-	-	280	176*	
	V II-3		7,942		7,11	-	-	278	267	

A 75%-nyi maradó nyomószilárdság megfelel az MSZ 4719:1982 (visszavont) szabványban a fagyállóságra adott határértéknek. A mért 569 napos 3,5%-os tömegvesztés a ledörzsölt +1%-kal együtt a fenti szabványban megadott 5%-os tömegcsökkenéshez közel van.

A hajlítás utáni törési keresztmetszet fenolftalein-nel kezelt törésképe a 12. ábrán látható. Eszerint egy 5-7 mm vastag fehér színű kéregben nem mutatható ki portlandit, a belső mag épnek tekinthető. Joggal föltételezhető (Nischer, 1995), hogy a nem teherbíró kérgen belüli ép magnak (sötétszürke) ugyanaz a szilárdsága, mint a savnak ki nem tett etalon próbatesteké.



12. ábra Az F&T beton fenolftalein-es vizsgálata

A savban áztatott próbatestek tönkrement kérgének vastagsága- makroszkópos és mikroszkópos méréseken kívül-tehát közvetve is meghatározható és ez az eredmény pontosabb lehet, mint a makroszkópos mérés. A savazott próbatesteknek „a,” ismeretlen oldalméretű ép magja és a nyomatókok, illetve hajlító húzó feszültségek közti összefüggés az alábbi:

$$\sigma_v = \frac{M_v \times 6}{70 \times 70^2} = \frac{M_s \times 6}{a_s^3} \quad \text{és ebből:} \quad a_s = 70 \sqrt[3]{\frac{F_s}{F_v}},$$

ahol σ_v a vízben tárolt hasábok hajlító-húzószilárdsága, M_v , illetve M_s a vízben, illetve savban tárolt 70x70x250 mm-es próbahasábokon mért hajlító nyomaték, és $\frac{M_s}{M_v} = \frac{F_s}{F_v}$ a törőerők aránya. A kéreg nem teherhordó átlagos vastagsága tehát: $b=(70-a_s)*0,5$. A „b” adatok (5,5-8 mm) szintén az 5. táblázatban találhatóak.

4.3 Roncsolás mentes vizsgálati eredmények

A BME Építőanyagok és Magasépítési Tanszék laboratóriumában – a mechanikai vizsgálatok előtt – megmérték a kiszáritott etalon vízben (V) ill. savban (S) tárolt próbatesteken az *ultrahang terjedési sebességét*. Az adatok és az ebből számítható RDM_{uppt} (%) relatív dinamikai rugalmassági modulus a 6. táblázatban található.

6. táblázat Fuller & Thompson-féle betonkeverék ultrahangvizsgálata (Az ultrahangos mérést végezte: dr. Salem George Nehme egyetemi docens, laboratóriumvezető)

Ultranvizsgálat 70x70x250mm-es kiszáritott próbatesteken						
	próbatest	t átlag	km/s	átlag [km/s]	négyzet	RDM _{uppt} [%]
vízben	SI-1	51,83	4,82	4,81	23,14	83,85
	SI-2	52,17	4,79			
	SI-3	51,90	4,82			
savban	VII-1	56,13	4,45	4,41	19,41	
	VII-2	55,13	4,53			
	VII-3	59,13	4,23			

A kapott ~ 84%-os relatív dinamikai modulus jóval nagyobb, mint a fagyállósági határra előírt 75%-os határérték (BAW Merkblatt.2012). Az ultrahang tehát a savnak kitett keresztmetszet romlását kisebb mértékűnek ítéli meg, mint amennyi a nyomószilárdságból számítható (75%, 5. táblázat). Ennek oka az lehet, hogy a sav nem okoz „belső szerkezeti károsodást” (internal damage).

Az önzregésszám változásán alapuló mérést az *ÉMI Nonprofit Zrt. Anyagvizsgáló Laboratóriumában végezték* (Molnár Tamás okleveles betontechnológus szakmérnök, ÉMI szakértő, Boros Dániel vizsgáló technikus). Az ottani készülékben (13. ábra) a próbahasábot kéttámaszú tartóként lehet elhelyezni és csekély átalakítással lehet pontosan az MSZ CEN/TR 15177:2009 szabvány szerinti módon, lágy aljzaton végigfektetve vizsgálni. *Ezt az egyetlen ilyen hazai készüléket* érdemes úgy átalakítani, hogy az MSZ CEN/TR 15177:2009 szabvány szerinti mérésre is alkalmas legyen, és ezzel a tönkremenetel folyamatát (fagy, szulfát, sav stb. hatása) roncsolás mentesen követni lehessen.



13. ábra 70x70x250 mm-es próbatest önrezgésszámának mérése. ÉMI

4.4 Kiegészítő vizsgálatok

Vízzáróság. A 28 napig vízben, utána laboratóriumi légtérben tárolt próbatesteken MSZ 12390-8:2011 szabvány szerint vizsgált (72 ± 2 óra, 5 bar) próbatesteken 18mm-10mm-8mm behatolást mértünk. Ez megfelelt az MSZ 4798:2015 (tervezet) szabvány szerinti XV3(H) osztályban előírt ≥ 20 mm-nek. (A vizsgálatig, tehát végig vízben tárolt próbatesteken az eredmények kedvezőbbek lennének).

Fokozatos víztelítés. A fokozatos víztelítés az MSZ EN 4715-3:1972 szabvány szerint mérve 4 próbatesten átlagosan 0,96%-ra adódott. A térfogatos vízfelvétel a beton testsűrűségével számolva $2,4^{kg}/dm^3 * 0,96\% = 2,3$ térfogat%, amely igen kedvezően kis érték.

Kloridpenetrációs vizsgálat. Az ASTM C1012 szerinti, a CEMKUT-nál működő berendezéssel a szabványos 6 óra alatt a 3 próbatesten az alábbi töltésmennyiség hatolt át egyenként: 113,126 illetve 152 Coulomb. A szabvány a 100 alatti töltésáthatolást „elhanyagolhatónak”, a 100-1000 közöttit „nagyon kicsinek” nevezi. A CEMKUT mérések szerint tehát a kérdéses F&T beton klorid penetrációja az „elhanyagolható” és a „nagyon kicsi” határvonalához közel van: ezzel a savállóság egy közvetett feltétele teljesül.

Feltételezhető, hogy a másféle elv alapján mérhető diffúziós együttható megfelelne a $D = 1 * 10^{-12} m^2/s$ határértéknek (Lyhs, - Silberiesen, 2008). A ~60 m/m% kohósalak tartalmú cementek esetében 0,5 és $1,0 * 10^{-12} m^2/s$ közötti diffúziós tényező várható (Müller, - Wiens, 2014). Megemlítjük, hogy a Tang és Nilsson (1992) javaslatának megfelelő gyorsvizsgálati klorid migrációs készülék a BME Építőanyag és Magasépítés Tanszéken működik.

A savban ázott próbatest kérgének vizsgálata

A 12. ábrán látható 5-8 mm vastag kéreg szemmel láthatóan porózus, éles szerszámmal könnyen kaparható volt. Ennek igazolására szolgál a 14. ábra, az etalon vízben tárolt próbatesten nem terül szét, nem tűnik el a vízlencse, a savazott próbatest kérgébe viszont akadály nélkül beszívódik.



14. ábra Vízben (elől) és ecetsavban (hátral) tárolt beton próbatest nedvesedése

5. BTC VIZSGÁLATOK ÉS EREDMÉNYEK

5.1 Vizsgálati körülmények

A BTC laboratóriumok az előre egyeztetett CEM I 42,5 N, CEM II/B-S 42,5 N és CEM III/B 32,5 N-LH/SR cementtel, AB16 középgyörbűjű, 3 frakcióból kevert adalékanyaggal, mindig $v/c=0,4$ -gyel (metakaolin esetén $[v/c]_{ekv}=0,4$ -gyel) készített 48-54 cm területű, tehát szivattyúzható betonokból 70x70x250 mm-es hasábokat vizsgáltak. Az összetételek

- Etalon: 385 kg/m³ cement
- 340 kg/m³ cement + 40 kg/m³, azaz 11,8 m/m% Centrilit NC (metakaolin),
- 385 kg/m³ cement + 3 kg/m³, azaz 0,8 m/m% HM20-044 (por alakú kiegészítő),
- 385 kg/m³ cement + 7,7 kg/m³, azaz 2 m/m% HDT (por alakú folyósító hatású kiegészítő)

A pH=3,0-3,5 ecetsavas vizsgálatokat 190 napos (28 napig vízben tárolt) próbatestekkel végezték 160 napon át. A végső tömegcsökkenések és a belőlük számítható „javulási%”-ok az 7. és 8. táblázatban állítottuk össze. E két táblázatban Szegőné Kertész Éva tömegcsökkenési adatait elemeztük tovább (Szegőné, 2015). További adatokat közvetlenül a szerzőtől kaptunk.

A szürkével kiemelt eredmények a legjobb(ak). A CEM III/B 32,5 N-LH/SR + kiegészítő anyaggal itt kapott javulás hasonló a *tiszta cementpépeken* (lásd 2. ábra) mért javuláshoz, metakaolin és szilikaport esetén.

7. táblázat Kiegészítő anyag nélküli üzemi cementekkel készített betonok tömegcsökkenési adatai, 160 napos ecetsavas tárolás után (vizsgálat kezdete: 190 napos korban).

Cementfajta	Tömegcsökkenés		Savállóság javulás [%]**
	[m/m%]	Viszonyított [%]*	
CEM I 42,5 N, ks=0-5%	4,82	100	0
CEM II/ B-S 42,5 N, ks=26%	3,45	71	29
CEM III/B 32,5 N-LH/SR, ks=67%	2,62	54	46

ks= kohóalak tartalom a gyártó szerint

*= CEM I 42,5 N-es cementből, kiegészítő anyag nélkül készített beton próbatestekhez képest

**=A savállóság javulása a CEM I 42,5 N-es cementből készített beton próbatestekhez képest, a tömegcsökkenések alapján.

8. táblázat Három-féle kiegészítő anyaggal készített betonok $\Delta m\%$ tömegcsökkenési és javulási adatai, 160 napos ecetsavas tárolás után (vizsgálat kezdete: 190 napos kortól).

Cementfajta	Változások	Centrilit NC (metakaolin)	HM 20-044	HDT	Legjobb kiegészítők
CEM I 42,5 N	$\Delta m\%$	2,58	3,83	3,11	I. Centrilit NC II. HDT III. HM 20-044
	relatív $\Delta m\%$ *	53	79	64	
	1Javulás%**	47	21	36	
	2Javulás%***	47	21	36	
CEM II/B-S 42,5 N	$\Delta m\%$	2,39	3,07	2,78	I. Centrilit NC II. HDT III. HM 20-044
	relatív $\Delta m\%$ *	69	89	80	
	1Javulás%**	31	11	20	
	2Javulás%***	50	36	42	
CEM III/B 32,5 N-LH/SR	$\Delta m\%$	2,15	2,14	2,18	Mindhárom azonos hatású
	relatív $\Delta m\%$ *	82	82	83	
	1Javulás%**	18	18	17	
	2Javulás%***	55	56	55	

*=Tömegcsökkenés változás a kiegészítő anyag nélküli (7. táblázat) cementekből készített beton próbatestekhez képest

**= Az ugyanezzel a cementtel készített, kiegészítő anyag nélküli betonhoz képest

***= CEM I 42,5 N-es cementből, kiegészítő anyag nélkül készített betonhoz képest

6. A BTC KÍSÉRLETEIBŐL LEVONHATÓ KÖVETKEZTETÉSEK

A BTC vizsgáló laboratórium eredményeit tovább elemezve megállapítható, hogy:

- Ha CEM I 42,5 N helyett névlegesen 21-35% (itt ténylegesen 26%) granulált kohósalak tartalmú CEM II/B-S 42,5 N cementet használunk, akkor az (ecet)sav állóság 30%-kal javul, CEM III/B 32,5 N cement alkalmazása esetén (névlegesen 36-80 %, itt ténylegesen 67% granulált kohósalaktartalom) pedig 46%-kal.
- Ha szilárdulási okokból a tiszta CEM I 42,5 N-es cementet használjuk, akkor:
 - metakaolin (Centrilit NC) alkalmazásával 47%-os,
 - HDT univerzális adalékszer esetén 36%-os javulás,
 - HM 20-044 adalékszer esetén pedig 21%-os javulás várható.
- A kohósalakos (CEM II, CEM III) cementek még javíthatók kiegészítő anyaggal saját magukhoz képest is:
 - a CEM II/B-S 42,5 N cement akár 31%kal is javítható (Centrilit NC),
 - a CEM III/B 32,5 N cement esetén 17-18%-os javulást mért a BTC Kft, közel azonosat mindhárom kiegészítő anyagra.
- Az eleve jobb savállóságú (ún. kohósalakos) cementek a kiegészítővel kevésbé javíthatók (20-35%-kal), mint a CEM I 42,5 N cement (lásd fenti 2. pont).
- A legjobb savállóságot a CEM I 42,5 N cementhez képest a CEM III/B 32,5 N-es cementtel és kiegészítő anyaggal érhetjük el: az itt vizsgált 3-féle kiegészítő e cementtel gyakorlatilag azonos hatású, kb. 55-56% a javulás.
- A HDT előnyeként megemlítik, hogy folyósító hatása miatt e mellé nem kell külön folyósító szert alkalmazni. Silófalak javításhoz is sikeresen alkalmazták (BTC).
- Ha kénsav okozza a korróziót (H_2^+ és SO_4^{2-}), akkor a szulfátduzzadás megakadályozására is célszerű CEM III/B típusú cementet és kiegészítő anyagot alkalmazni. A CEM III/B típusú cementeken a megállapodásos 28 napnál hosszabb

vizsgálati idő után sokkal kisebb duzzadás mérhető, mint a C₃A mentes CEM I típusú szulfátálló (SR0) cementeken (Gável, 2004).

7. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A beton savállósága – hazai viszonyok közt – javítható (azaz a tömegcsökkenés felére, vagy az alá is leszorítható) az alábbi feltételek teljesítésével.

1. Az adalékanyag szemmegoszlása az „A” görbe fölötti legyen
2. A kötőanyag tartalom (cement+kiegészítők) a lehető legkisebb (l/m³ és kg/m³) mennyiségére kell törekedni
3. Tiszta portlandcementek (CEM I) helyett – akár szulfátálló, akár nem – a heterogén portlandcementek (CEM II) illetve kohósalakcementek (CEM III) használata javasolt
4. Legalább egy (pl. metakaolin vagy szilikapor), de inkább két olyan kiegészítő anyag alkalmazása javasolt, amelyeknek szemeloszlása nyújtott (nem „egyszemcsés”) és a cement szemeloszlásával együtt legkisebb vízigényű folytonos szemhalmazt képezhetnek (F&T szemeloszlás).
5. A lisztfinom (125 µm alatti) szemek mennyisége az MSZ 4798:2015 (tervezet) szerinti 400 kg/m³-nél ne legyen több, de ne is hiányozzék a cement szemmérete fölötti 63-125 µm sem pedig a 125-250 µm frakció. Ezt a finom frakciót nem szabad savoldható mészkölszittel pótolni.
6. Mészkölszít tartalmú L vagy LL jelű cementet savállónak tervezett betonban nem szabad alkalmazni.
7. A v/c illetve (v/c)_{ekv} ≤ 0,40-0,42 (esetleg 0,45) legyen. A bedolgozhatóságot a kötőanyaghoz igazított, általában PCE (poli-karboxilát-éter) alapú folyósítóval kell elérni.
8. A kohósalak, illetve kiegészítő anyagos cementek „lassúak”: hosszú nedves utókezelés kell. Minél idősebb korban éri a betont a savhatás, annál savállóbbnak bizonyul.

8. KÖSZÖNETNYÍLVÁNÍTÁS

A szerzők ezúton is megköszönik az itt felsorolt kollégák segítségét:

Dr. Gável Viktória (kutató mérnök – Cemkut Kft.) és Szabó Krisztián (ellenőrző mérnök – Cemkut Kft.) a kötőanyagok lézerg granulometriás szemeloszlása és a F&T görbéhez igazodó frakciókeverékek kiszámítása terén; dr. Nehme George Salem (egyetemi docens, laboratórium vezető – BME Építőanyag és Magasépítési Tanszék), valamint Molnár Tamás (betontechnológus szakmérnök, szakértő – ÉMI Nonprofit Zrt.) és Boros Dánielnek (vizsgáló technikus – ÉMI Nonprofit Zrt.) a roncsolásmentes betonvizsgálatok terén; Szegőné Kertész Évának (laboratórium vezető – BTC Kft.) a részletes vizsgálati eredményeik átadásával; Spránitz Ferencnek (okleveles építőmérnök, okleveles betontechnológus – Dolomit Kőbányászati Kft.) a Metaver I nevű metakaolin részletes adatainak és anyagmintájának megküldéséért; dr. Walter Knaute-nek (mérnökgazgató – Saxotest Ing. GmbH, Drezda) a mezőgazdasági takarmánysilókhöz küldött háttér információiért; valamint a Duna-Dráva Cement Kft-nek, hogy cementjeikkel hozzájárultak a kutatómunkánkhoz.

9. HIVATKOZÁSOK

BAW Merkblatt Frostprüfung MFB. 2012. p 17.

Berlin-Brandenburg 2011. július 10./3360/04y. *MPA tanulmány*

- Biczók, I (1972), „Concrete corrosion, concrete protection”, *Akadémia Kiadó* 1972, pp. 158-163.
- Breit,W (2002), „Saurewiderstand von Beton. Acid resistance of concrete”, **beton**, 10. szám. 2002, pp. 505-510.
- CEMKUT (2011, 2013), „Saválló beton készítéséhez alkalmazandó cementtípusok fejlesztése”, Némethné, T.E.- Gál, A., Erdélyi, A. CK-37 *kutatási jelentés*
- Gável, V. (2004), „A CEM III-jelű kohósalakcementek szulfátállósága”, XXI *Cementipari Konferencia Kiadvány, Club Tihany*. 2004. október 18-20.
- Hüttl, R., Hillemeier, B. (2000), „Hochleistungsbeton - Beispiel Saureresistenz”, *Betonwerk + Fertigteil-technik*. 2000/1, pp. 52-60.
- Kausay,T. (2013), „BETON. A betonszabvány néhány fejezetének értelmezése”, *Mérnöki Kamara Nonprofit Zrt*. 2013. ISBN 978-963-88358-4-0.
- König, A., Rasch, S., Neumann, T., Dehn, F. (2010), „Betone für biogenen Saureangriff im Landwirtschaftsbau”, *Beton- und Stahlbetonbau*, 2010/11.
- Lichtmann, M., (2009), „Saurewiderstandsfähige Betone”, Evonik Industries, Vortrag auf der 17. *Internationalen Baustofftagung*, Weimar ,2009. www.ibausil.de
- Lohaus, L., Petersen, L., Griese, R. (2009), „Beton mit hohem Sauerwiderstand für den Kühlturbau- eine Zwischenbilanz”, *Beton*, 2009/9, pp. 370-379.
- Lyhs, P., Silbereisen, R. (2008), „Entwicklung und Anwendung von Beton mit hohem Saurewiderstand”, *CEMEX Deutschland AG 2008*
- Müller, H., Wiens, U. (2014), „Beton”, *Betonkalender* 2014. 2. kötet. p. 94.
- Neville, A.M. (1995), „Properties of concrete”, Longman group Ltd.,1995, p. 674.
- Nischer, P. (1995), „Hochleistungs-beton (HL) für den Strassen-und Brückenbau”, 3. fejezet *Strassenforschung* 441. Bécs 1995. ISSN 0379-1491.
- Puntke, W. (2002), „Wasseranspuch von feinen Kornhaufwerken” *Beton*, 2002/5. szám. pp. 242-248.
- Szegőné, K. É. (2015), „Savkorrózióan fokozottan ellenálló betonok”, *BETON szakmai lap*. 2015. március/április. pp. 18-20.
- Tang, L., Nilsson, L.O. (1992), „Cloride diffusivity in high strength concrete”, *Nordic Concrete Research*. 1992. pp.162-170.
- Woods, H. (1968), „Durability of concrete constructions”, *ACI Monograph* No.4, 1968. p. 140.

A VALÓSZÍNŰSÉGI ELVEN ALAPULÓ MÉRETEZÉS KIALAKULÁSA HAZÁNKBAN

*Farkas György – Kovács Tamás – Lovas Antal – Szalai Kálmán
Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Hidak és Szerkezetek Tanszék
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.*

ÖSSZEFOGLALÁS

A tartószerkezeti Eurocode szabványok méretezési elveit tartalmazó MSZ EN 1990 „A tartószerkezeti tervezés alapjai” (EN 0) szabvány részben a kelet-európai országok – köztük Magyarország – XX. század második felében alkalmazott tervezési gyakorlatának tapasztalataira épül. Az erőteni követelmények teljesülését hazánkban az optimális biztonság fogalmán alapuló osztott biztonsági tényezős eljárással kell vizsgálni immár ötven éve. A hazai tervezés alapjául szolgáló eljárás az alapelveket tekintve szinte adatbázisszerű előzménye az EC 0-ban közzétett megbízhatósági eljárásnak. A következőkben a betonszerkezetek kapcsán áttekintést adunk a valószínűségi elven alapuló megbízhatósági eljárásról, ennek a hazai méretezési eljárásokban meglévő előzményeiről, továbbá ezek alkalmazási tapasztalatairól.

SUMMARY

The Hungarian code MSZ EN 1990 “Fundamentals of Structural Design” (EN) contains the design principles applied in the structural Eurocodes. It is partly based on the design experience of Eastern European countries – among them of Hungary – in second part of the 20th Century. The Hungarian design codes introduced in 1949-51 (MSZ Hungarian Codes and Code for Bridges) were built on probabilistic theorems. Already over 50 years in Hungary, the fulfillment of structural requirements are to be analyzed by a procedure based on the concept of the optimal safety, using partial safety factors. The procedure serving the design in Hungary, regarding the basic principles, is almost a data bank like antecedent of the reliability method included in the EC0. In the paper, a survey is given on the reliability procedure based on principles of probability, related to concrete structures. The precedents of these methods to be found in the Hungarian design codes furthermore the experience of their application is presented.

1. AZ OSZTOTT BIZTONSÁGI TÉNYEZŐS MÉRETEZÉSI ELJÁRÁS KIALAKULÁSÁNAK ELŐZMÉNYEI

1.1. A hazai szabályozási időszakok

A különböző hazai szabályozási időszakokat az 1. táblázatban mutatjuk be. Szabályzati előírásaink 1900 és 1949 között nyugat európai minták alapján (és ezek hatására) a szerkezet rugalmas állapotának feltételezésével a megengedett feszültséges méretezési eljárás szerint írták elő a szerkezetek erőteni megfelelőségének vizsgálatát. (Palotás, 1967). Az 1950. évi Ideiglenes Közúti Hídszabályzat (KH) és az 1951. évi Országos Magasépítési Méretezési Szabályzat (a továbbiakban: MSZ'51) a teherbírási határállapotok vizsgálatát törési

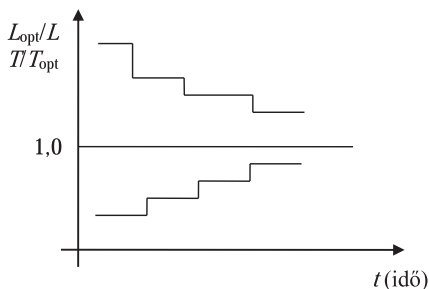
(képlékeny), a használhatósági határállapotok vizsgálatát rugalmas állapot feltételezésével, osztott biztonsági tényezőket alkalmazó fél(ig) valószínűségi méretezési eljárás alapján írta elő (Mayer, 1926); (Menyhárd, 1951); (Szalai, 1987, 1996).

1. táblázat: A hazai szabályozási időszakok

Időpont	A méretezési eljárás jellemzése
1909-1910	Rugalmas állapot vizsgálata a megengedett feszültséges méretezési eljárás alapján
1931	
1949	
1949-1950	Képlékeny és rugalmas állapot vizsgálata osztott biztonsági tényezőket alkalmazó fél(ig) valószínűségi méretezési eljárás alapján
1957	
1971	
1980-1985	

A kialakuló méretezési módszerek célkitűzéseit és azok elvét áttekintve megállapítható, hogy kezdetben elsősorban az építési tapasztalatokra támaszkodva számítás nélkül vagy egészen kezdetleges számításokkal határozták meg a szerkezetek L geometriai méreteit. Az elemi szilárdságtani tudományág fejlődése lehetővé tette az ún. *megengedett feszültségek módszerének* elterjedését, melynek keretében gyakran alkalmazott (az építési gyakorlatban bevált) méretek alkalmazásával feszültségszámításokat végeztek, majd ezek eredményét az előírt megengedett feszültségekkel hasonlították össze. Az erőtani ismeretek és az építési tapasztalatok bővülésével, továbbá az ellenőrzött ipari módszerek elterjedésével párhuzamosan a szerkezet teherbírásának megbízhatóbb meghatározása vált lehetővé. E fejlődés eredményeként kialakult egy új tudományág, a képlékenységtan (törésmélet), amely együtt járt a laboratóriumban végzett törési vizsgálatok elterjedésével, továbbá lehetővé vált a szerkezet T_1 teherbírásának elméleti és kísérleti úton való egyre megbízhatóbb meghatározása.

A szerkezetek optimális geometriai méretei két párhuzamos folyamat eredményeképpen alakultak ki (1. ábra). Egyfelől az évek során a méretezésnél alkalmazott megengedett feszültségeket fokozatosan növelték, ezzel az L_{opt} optimális méreteket mintegy "alulról" közelítették meg. Másfelől a számításba vett terhek értékeit fokozatosan csökkentették, s ezzel az építmény (L_{opt} geometriai méreteitől függő) T_{opt} optimális teherbírását felülről közelítették meg (Bölskei, 1969).



1. ábra: Az L_{opt}/L ill. T/T_{opt} és a t idő kapcsolata

A *törési biztonságon alapuló eljárás* a törési állapot feltételezésével meghatározott belső erők és a külső erők összehasonlítására épült. A külső és a belső erők összehasonlításakor általában nem feszültségek, hanem igénybevételek vagy egyes esetekben terhek összehasonlítására került sor. Kezdetben a töréshez tartozó teherbírás értékének egy bizonyos hányadát tekintették a használat szempontjából mértékadónak (Szalai 1974).

Az optimális teherbíráshoz való közelítés során kiderült, hogy egyes esetekben nem a törési teherbírás volt mértékadó, hanem valamely ezzel szorosan kapcsolatban nem lévő egyéb szerkezeti elváltozás (pl. alakváltozás) tette a szerkezetet használatra alkalmatlanná. Ez a megfontolás eredményezte azt, hogy a szerkezetek méretezési gyakorlatában az ún. *határállapotok módszere* került előtérbe. Ekkor a szerkezet használhatatlanná válásának kimutatásához a fizikailag lehetséges határállapotok kialakulásának valószínűségét vizsgálják és a szerkezeti méretek szempontjából a kedvezőtlenebb határállapot bekövetkezését tekintik mértékadónak (Gvozgyev, 1949).

1.2. A biztonsági tényező méretezési eljárások kialakulása

A 2.1. pontban ismertetésre kerülő hagyományos eljárások közös tulajdonsága, hogy az építmények létesítése és üzemeltetése során fellépő bizonytalanságok miatt a tervezetthez viszonyítva kedvezőtlen erőtani viselkedés „kivédése” érdekében biztonsági tényezőket alkalmaznak.

Az idők során a biztonsági tényezőknek kétféle rendszere alakult ki (Szalai 1974), ezeket akkor

- egységes biztonsági tényező, ill.
- osztott biztonsági tényező

rendszernek nevezték el.

2. táblázat: Az osztott biztonsági tényező eljárás bevezetésének előzményei

Év	Név/megnevezés	Kiadvány
1914	Kazinczy G.	„Kísérletek befalazott tartókkal” (Beton szemle)
1926	Mayer, M.	„Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Genzkraften austatt nach zulässigen Spannungen” (Berlin, könyv)
1928	Kazinczy G.	σ_{eng} kritikája, a biztonság értelmezése
1931	Kazinczy G.	„n”-mentes számítás
1936	Moe, A.J.	Az osztott bizt. tényező elv matematikai felírása
1942	Kazinczy G.	„Az anyagok képlékenységeinek jelentősége a tartószerkezetek teherbírása szempontjából” Egyetemi Nyomda kiadványa, Budapest
1943	U37-42 Szovjet Műszaki Utasítás	„Utasítás vasbetonszerkezetek háborús körülmények között való tervezéséhez és kivitelezéséhez”
1950	KPM	Ideiglenes Közúti Hídszabályzat
1951	ÉTI	A magasépítési vasbetonszabályzat kiegészítése és módosítása
1951	Gábor P.-Menyhárd I.-Rózsa M.	Vasbeton szerkezetek új méretezési módja. A biztonsági tényezőkön és a törési elméleten alapuló számítási módszer

*Egységes biztonsági tényező*t alkalmaz a megengedett feszültségek módszere és kezdetben a törési biztonságon alapuló eljárás is. A méretezés alapösszefüggése itt

- a megengedett feszültségek módszerénél:

$$\sigma_{\max}(S_m, L_m) \leq \sigma_{\text{adm}} = \frac{R_m}{\gamma_1}$$

- a törési biztonságon alapuló eljárás első változatánál

$$S(\gamma_2 F_m, L_m) = R(R_m, L_m) \quad (1)$$

formában adható meg. A fenti kifejezésekben:

- σ_{\max} a rugalmasságtan elvei szerint számított legnagyobb feszültség,
- σ_{adm} az anyagszilárdság jellemzésére szolgáló megengedett feszültség,
- S_m, L_m és R_m a teher (igénybevétel), a geometriai méret és a szilárdság átlagos (várható) értéke;
- S, R az F_m teher és az L_m geometriai méret, továbbá az R_m szilárdság várható értékéből a képlékenységtan (törésemélet) elvei szerint meghatározható teher illetve teherbírás;
- γ_1, γ_2 az egységes *biztonsági* tényező, mely az anyagtól, ill. a teherből függően általában különböző, továbbá $\gamma_1 \geq \gamma_2$.

Osztott biztonsági tényezőket alkalmaz a határállapotok módszere. A határállapotok módszerénél a méretezés alapösszefüggése:

$$Y_S(\gamma_F F_m, L_m) \leq Y_R\left(\frac{R_m}{\gamma_R}, L_m, H_a\right) \quad (2)$$

alakban írható fel, ahol a fent ismertetett jelöléseken túl:

- γ_F és γ_R a teherre és a teherbírásra vonatkozó osztott biztonsági tényezők, melyek általában a teher típusától és az anyagtól függően eltérőek,
- Y_S ill. Y_R az L geometriai méretek alapján az F_m terhek és hatások, vagy az ezekből számítható igénybevételek, illetve az R_m teherbírás (szilárdság) várható értékéből a γ_F és γ_R figyelembevételével számítható mértékadó igénybevétel, ill. határigénybevétel,
- H_a a határállapotok azon esetei (alakváltozás, repedés stb.), amikor a szerkezet használatát gátló elváltozásban a szilárdság döntő szerepet nem játszik.

1.3. Az osztott biztonsági tényezők Mayer szerinti értelmezése

A biztonsági tényezők jelentősége a méretezési eljárásokban az, hogy a szerkezet teherbírásában szerepet játszó paraméterek bizonytalanságainak következményeit korlátozza. A matematikában elért eredmények alapján az építéstudománnyal foglalkozók – a geodéziai hibabecslés alapján – már igen régen felfigyeltek arra, hogy a szerkezeti paraméterek tulajdonságai *valószínűségelméleti törvényekkel* írhatók le legmegbízhatóbban. M. Mayer fent említett könyvében, már 1926-ban Jordán Károly magyar műegyetemi matematikus eredményeire hivatkozva – normál eloszlás feltételezésével – kifejti, hogy a teherbírásban szerepet játszó paraméterek esetén (pl. geometriai méretek, saját súly, esetleges teher) az ellenállás számítása során a háromszoros szórás figyelembevételével állapítható meg a számításba veendő Y_{Sz} érték:

$$Y_{Sz} = D \pm 3M \quad (3)$$

ahol D az adott paraméter várható értéke, M pedig annak szórása.

A méretezéseméletben történeti jelentősége volt annak is, hogy Mayer könyvében javaslatot találunk a több független valószínűségi változót (paramétert) tartalmazó

$$X = f(l_1, l_2 \dots) \quad (4)$$

Teherbírás, vagy teher küszöbértékének meghatározására. Eszerint az X paraméter szórása matematikailag az

$$M = \sqrt{\left(\frac{\delta f}{\delta l_1} m_1\right)^2 + \left(\frac{\delta f}{\delta l_2} m_2\right)^2 + \dots} \quad (5)$$

formában határozható meg. A számításba vehető küszöbérték pedig

$$X_k = X \pm 3M, \quad (6)$$

ahol X a teherbírás vagy a teher várható értéke. Mayer (1926) a könyvében konkrét mérési eredmények feldolgozásának közlése után javaslatot tesz az osztott biztonsági tényezők értékeire is. A ± 3 -szoros szórás figyelembevételével kiszámított értékét Mayer azért tekinti elfogadhatónak, mert mint írja: „gyakorlatilag ezen a tartományon belül található az esetek 100%-a (pontosabban, mindkét végletet figyelembe véve az esetek 99,73%-a)”.

Érdekes adat, hogy a háromszoros szórásértékek mérlegelése alapján Mayer

- az esetleges teherre 1,30,
- az önsúlyra általában 1,15, vasbeton esetén 1,25,
- a hőteherre 2,00.

értéket javasol figyelembe venni. A betonszilárdság számításba veendő értékénél azonban a szerző nem elégszik meg a háromszoros szórás levonásával. A javaslata ezen kívül – feltehetően az addig "bevált" méretekhez való igazodás érdekében – még egy 2-es osztó felvételét is tartalmazza. A betonszilárdság számításba vehető σ_d értéke tehát Mayer szerint:

$$\sigma_d = \frac{D - 3M}{2}. \quad (7)$$

2. TUDOMÁNYTÖRTÉNETI ELŐZMÉNYEK

2.1. A Mayer-féle módszer kelet-európai bevezetésének történelmi előzményei

A Mayer-féle javaslat, mint általában minden lényeges változtatás évtizedeken keresztül a gyakorló mérnökök ellenállásába ütközött. Ez természetes és napjainkban is így van. A szerkezettervezés ugyanis hagyományokra épülő, felelősségteljes mérnöki munka, és a gyakorló mérnök a bevált módszerein általában nem szívesen változtat. A kongresszusokon, irodalmi közleményekben megjelenő és gyökeres módosítást indokoló kutatási eredmények gyakorlati bevezetésére normális helyzetben kicsi a fogadókészség. A biztonságot is érintő és a hagyományt gyökeresen módosító új eljárás bevezetéséhez rendkívüli helyzetre van szükség. Ilyen rendkívüli helyzet alakult ki a II. világháború alatt az akkori Szovjetunióban, majd a kelet-európai országokban a háború után. A bevezetésre kedvező helyzet Nyugat-Európában az Európai Unió létrejötté.

A Szovjetunióban 1942-ben adták ki azt a Műszaki Utasítást, amelyben a Mayer-féle javaslatot olyan módosítással vezették be, hogy az R_d szilárdság számítási értékének képzésénél a (7) szerinti 2-es tényezőt elhagyták. A kockázat megjelenítéséhez (illetve annak növeléséhez) és hallgatólagos elfogadtatásához háborús helyzetre és ennek megfelelő rendelkezési állapotra volt szükség.

A Mayer-féle felfogásra épített szabályzatot a világon először Magyarországon vezették be 1950-ben (Menyhárd, 1951); (Gyengő, Menyhárd, 1960). A bevezetéshez szükséges rendkívüli helyzetet pedig a szovjet példa átvételére ösztönző politikai elvárás teremtette meg. A nemzetközi tudományos társaságokban és a hazai tudós személyiségek által korábban kiművelt új méretezési eljárást (Mayer, 1926); (Kazinczy, 1914) jól ismerte a szakmai elit csúcán lévő Menyhárd István. Felismerte a rendkívüli helyzetet és szovjet példa követésére való hivatkozással javasolta a Gvozgyev (Gvozgyev, 1949) által pontosított Mayer-féle

felfogás magyar szabványként MSZ'51 való bevezetését. A szovjet-orientált hatalom a javasolt szabályzatot bevezette. Az akkori új magyar szabályzat biztonsági szintje megközelítően azonos volt, vagy alig volt kisebb, mint a megengedett feszültséges eljárásban meglévő korábbi biztonsági szint (Korányi, 1949).

2.1.1. A magyar szabvány bevezetésének politikai előzményei

Az új méretezési mód 1949/51 évi szabályzati bevezetését Magyarországon, de általában Kelet-Európában a politikai kényszerhelyzet elősegítette. A korszakalkotóan új eljárás bevezetését Magyarországon a Menyhárd István kezdeményezte és felhasználta szovjet tapasztalatokra való hivatkozás előnyeit, s így a Népgazdasági Tanács határozatára be is vezették. A politikai állapotok jellemzéseként érdekes megemlíteni, hogy Menyhárd Istvánt 1947-ben Churchill fultoni (1946.03.05) beszéde után, letartóztatták és néhány hétig vizsgálati fogságban volt. Egyik létrehozója volt ugyanis annak az alapítványnak, amelynek révén 1943-ban Szentgyörgyi Albert Nobel-díjas tudósküldöttség élén titokban Isztambulban járt és a magyar fegyverszünetről tárgyalt az angolokkal. Az előzményekhez tartozott másrészt, hogy a harmincas években a SZovjetunióba munkavállalásra kiutazott Hilvert Elek statikus mérnök a háború után visszatérve Magyarországra, magával hozta a törési állapotra alapított szovjet ideiglenes utasítást. Menyhárd István akkor a budapesti Építéstudományi Intézetben dolgozott és a situációban felismerte a szakmai és politikai lehetőséget. A szakmailag megalapozott és fejlődést megindító eljárást, (amit külön aláhúzott az IVBH 1949.évi Liege kongresszusa is), a szovjet példa követésére hivatkozva tudta – egyes szakmai körök ellenállása ellenére – hivatalossá tenni.

Tudománytörténeti érdekesség, hogy amikor a fenti háborús utasítást a Szovjetunióban 1952/53-ban országos (GOSZT) szabványként javasolták bevezetni, a konzervatív ellenzők politikai és szakmai oldalról támadták a tervezetet. Annak védelmében Gvozgyev professzor egyik fontos érve - a jelenlévő magyar aspiránsok (Deák György és Garai Tamás) beszámolóí szerint - a MSZ'51 szabvány kedvező tapasztalataira való hivatkozás volt. A szovjet szabályzat elfogadását követően a többi kelet-európai ország is sorra elfogadta a Mayer-féle szabályozási elvet. További érdekesség, hogy az EN 0 (korábban tervezettnél kisebb) jelenlegi biztonsági szintjének kialakításánál – a hetvenes évek végén 35 ország közreműködésével készült próbaszámítások eredményei alapján – a szerzők hivatkoztak az alacsonyabb biztonsági szintet képviselő magyar szabványokra.

2.1.2. A szovjet szabvány bevezetésének politikai előzményei

Az 1952-ben Moszkvában tanuló magyar aspiránsok szemlélőként részt vettek a moszkvai Építőipari Egyetem /MISZI/ Tudományos Tanácsának ülésén. Az ülés előzménye, hogy Levanov professzor, a MISZI Tudománytörténeti Tanszékének vezetője az SZKP Központi Bizottságához levelet írt a határállapotok módszerére épített szabványtervezet bevezetése ellen. A levél alapján N.Sz. Hruscsov, aki akkor Moszkva párttitkáraként az SZKP KB -ban az építőipar felelőse is volt, a MISZI Tudományos Tanácsát kérte fel állásfoglalásra. A Tudományos Tanácson éles vita alakult ki a tervezet ellenzői és előterjesztői között. Az ellenzők legfontosabb érve volt, hogy az eljárás a statikusok körében zavart és kárt okoz a népgazdaságnak. A tervezet kidolgozója A.A. Gvozgyev - döntő érvként - arra hivatkozott, hogy Magyarországon már két éve országos szabványként használják az eljárást minden nehézség nélkül. A vita eredményeként azután 1955 -ben bevezették az eljárást a SZU-ban is.

2.1.3. A KGST szabvány és előléte

Magyarország és Szovjetunió után az ötvenes évek végéig Lengyelországban, Bulgáriában, Romániában is áttértek a határállapotok módszerére. Csehszlovákiában is próbálkoztak ezzel, de a szakmai közvélemény nem vállalta az alkalmazást. A KGST szabványokról, s ezen belül a teherhordó szerkezetek tervezési szabványairól 1960.-ban volt az első tanácskozás Moszkvában. E cikk egyik szerzője (Szalai Kálmán) személyesen részt vett azon a megbeszélésen, ahol Brendel drezdai professzor a megengedett feszültségek módszerét - DIN-re hivatkozva - hevesen védte Gvozgyev professzor véleményével szemben. Gvozgyev ismét a magyar tapasztalatokra hivatkozott azzal, hogy ott a bevezetés gyakorlatilag problémamentes volt. Végül is néhány év alatt több évi próbálkozás után a szovjet szabályzatokon alapuló részletes Tervezési Segédletet dolgoztak ki azzal a céllal, hogy azt nemzeti szabványként a tagországok bevezetik. Magyarország – politikai kényszer nem lévén – a Tervezési Segédletet nem fogadta el, mert félvalószínűségi alapokra épült ugyan, de a részletekben olyan kísérleti úton kidolgozott eljárásokat is tartalmazott, amelyek elméletileg nem voltak kellőképpen alátámasztva. A többi kelet-európai ország a Segédletet nemzeti szabványként bevezette. (Ez egyébként komoly szakmai-politikai problémákat okozott a statisztikus körében pl. Lengyelországban). A Tervezési Segédlet helyett 1978-ban tevékeny magyar közreműködéssel kompromisszumos megoldásként félvalószínűségi alapon megfogalmazott, de csak az alapelveket tartalmazó KGST szabványt dolgoztak ki és adták ki. Ez a szabvány alapelveit tekintve megfelelt a CEB-FIP'78 ajánlásokban foglalt alapelveknek.

2.2. Valószínűségelméleti előzmények

A Mayer-féle osztott biztonsági tényező eljárás a határállapotokon alapuló módszerként vezették be. Ezt a méretezési eljárást később félig valószínűségi módszernek nevezték el. A félig valószínűségi (vagyis csak részben valószínűségelméleti alapon álló) módszer lényegében azt jelenti, hogy a nem kívánt (teherbírás kimerülése, használhatóság korlátozottsága, stb.) állapot kialakulásának valószínűségét optimális szinten választják meg, az osztott biztonsági tényezőket pedig ennek figyelembevételével írják elő a szabályzatok.

A határállapotok módszere az építéstudomány korábbi eredményeinek rendkívül célravezető rendszerezése, ill. továbbfejlesztése volt. Gvozgyev által kidolgozott határállapotok módszerét megelőzően (Gvozgyev, 1949):

- „a matematikai statisztika és valószínűségelmélet mérnöki alkalmazásának kezdeti próbálkozásai megtörténtek;
- a szerkezetek teherbírásának, ill. vasbeton esetében a rugalmassági határon túli viselkedésének számításba vételére alkalmas képlékenységtani (törési) elméleti eljárások kialakultak;
- a használatos (egyetlen biztonsági tényező) méretezési eljárások keretén belül a mennyiségi változtatás lehetőségei kimerültek;
- a háborús erőfeszítések és veszteségek gazdasági kényszerként jelentkeztek az anyagok és a szerkezetek teherbírásának jobb kihasználása érdekében”.

A valószínűségelmélet és matematikai statisztika az ötvenes évek elején a matematikának viszonylag új területe volt. A XVI. és XVII. században Pascal és Fermat az akkor divatos szerencsejátékokkal kapcsolatosan tisztázták a valószínűségelmélet alapveit. Bernoulli, Laplace, Gauss, Moivre egy-egy lényeges tétellel és fogalommal gazdagították a valószínűségszámítást. Poisson és Markov voltak a sztochasztikus folyamatok elméletének megalapítói. A matematikai statisztika nagy tudósa Pearson és Kolmogorov volt. A matematikai statisztika és a valószínűségelmélet kezdeti mérnöki alkalmazását említett munkájában

Mayer végezte el feltehetően Jordán Károly magyar matematikus szellemi hatását is felhasználva (Mayer, 1926).

A valószínűségszámítás első mérnöki alkalmazásának sorában találjuk Kazinczy Gábor magyar tudóst is. Kazinczy 1942-ben megjelent, mérnöki továbbképzői előadásait tartalmazó (Kazinczy, 1942) kiadványában Mayer és Jordán nyomán kifejti a valószínűségelméleten alapuló általános elképzeléseit. E szerint normál eloszlás feltételezésével meg lehet állapítani a törés valószínűségét, majd a szerkezetet úgy kell méretezni, hogy a létesítmény hozama – a karbantartást, felújítást és esetleges károkat is beszámítva – maximális legyen (Mihalich, Haviár, 1966).

2.3. A képlékeny állapot alapján történő méretezés kezdete

A tartószerkezetek töréshez tartozó teherbírásának képlékenységtani alapon történő vizsgálatában jelentős személyiség volt a magyar Kazinczy Gábor.

A Betonszemle 1914. április, május, júniusi számaiban jelent meg Kazinczy Gábor "Kísérletek befalazott tartókkal" című munkája (Kazinczy, 1914). A cikk nagy jelentőségű volt, mert ott történik először utalás az anyag képlékeny viselkedésének a teherbírásban betöltött szerepére. E cikkben Kazinczy kifejti a folyási mechanizmus és a plasztikus csukló jelenségét, megemlítve, hogy

"...egy befalazott tartó akkor hajolhat be, ha három helyen a feszültség legalább akkora, mint a folyási határ..."

A plasztikus csuklóról Kazinczy kifejti:

"...a gerenda úgy működik, mintha a szóban forgó helyen csuklók volnának, vagyis ezeken a helyeken a nyomaték értéke ugyanakkora marad mint volt, amikor a vas a folyási határt elérte..."

Kazinczy Gábor további munkáinak egész sora foglalkozik a képlékenységtan elvei szerinti méretezés problémáival.

3. VASBETON SZERKEZETEK HATÁRÁLLAPOTOKON ALAPULÓ MÉRETEZÉSÉNEK BEVEZETÉSE KELET-EURÓPÁBAN

3.1. A Menyhárd-féle szabályozás

A vasbetonszerkezetekre vonatkozó, a törési állapotra épülő és egyetlen, de a terhekre vonatkozó biztonsági tényezőt alkalmazó számítási eljárást a Szovjetunióban 1938-ban emelték országos szabvány szintjére.

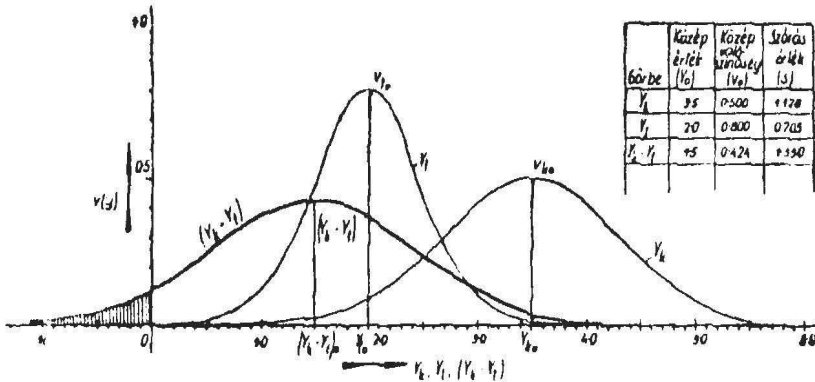
A módszer lényege az, hogy a vasbeton III. feszültségi állapotának feltételezésével a szilárdság várható értékével számolnak. Az előírások szerint bizonyos esetekben számításba vehető a képlékeny igénybevétel-átrendeződés. A szerkezet kimutatott teherbírását elosztják az egyetlen biztonsági tényezővel. Ennek értéke azonban változó volt az állandó és esetleges teher arányától, ill. a vizsgált szerkezet jellegétől függően 1,5 és 2,2 értékek között.

A törési állapoton alapuló módszer és a Mayer-féle felfogás háborús viszonyokban történő alkalmazásának tapasztalataira támaszkodva 1949-re lényegében kialakult a határállapotok elvére épülő új méretezési eljárás tervezete. E tervezetről a magyar építéstudomány kiválóságai, Menyhárd (1951), Korányi (1949) és mások értesültek. Erről a körülményről Menyhárd így ír (a sajnálatosan ma kevesek által ismert) könyvében:

"...A Szovjetunió magasépítési vasbetonszabályzatának 1950. évi tervezete elkészült. Irodalmi közleményekből ismerjük ennek részleteit. Az új szabványtervezet már e fejezetekben

elmondott elvek (szerző: a határállapotok módszeréről van szó) teljes figyelembevételével készült..."

Menyhárd ebben a határállapotok módszerét bemutató könyvében továbbfejlesztvén a Gvozgyev-féle kutatás addigi eredményeit a biztonság korszerű megfogalmazását is megadja. Eszerint: a biztonság a szerkezet tönkremeneteli valószínűségeivel jellemezhető, mely az ellenállás és a teher sűrűségfüggvény-különbség sűrűségfüggvény negatív szakaszának relatív nagyságával jellemezhető.



2. ábra: A biztonság Menyhárd-féle értelmezése (eredeti ábra)

Érdekes hivatkozás található Menyhárd könyvben a szovjet vízépítési műtárgyakra vonatkozó új előírásokra: "...a szovjet előírások meg is adják építmény-kategóriák szerint a szerkezet állékonyságának valószínűségét kifejező számot és a számítási módjuk is alkalmazkodik ezekhez a kategóriákhoz. Így pl. I. oszt. építményeknél az állékonyság valószínűségét 1/2500-ra írják elő, II. oszt. építményeknél 1/740-re, III. oszt. építményeknél 1/250-re. Az építményeket aszerint kell I., II., vagy III. osztályúnak minősíteni, hogy milyen nagy az az érdek, amit az építmény érint. Így pl. egy völgyzáró gát nyilván I. oszt. építmény, mert tönkremenetelre igen nagy érdekeket érint, árvíz okozta pusztulás, energiaszolgáltatás megszűnése lehet a következménye. Ugyanezen gát fenékiürítőjének zsilipje III. osztályúra tervezhető, mert ha baj történik vele, nem okoz nagyobb kárt, mint saját értéke..."

3.2. A Gvozgyev-féle szabályozás

A Gvozgyev-féle építéstudományi iskola képviselői Menyhárd könyvével egy időben ugyancsak kiadták a határállapotokon alapuló új méretezési módszerről írt indoklásukat A szerzők a könyvben ismertetik a határállapotokon alapuló módszer elvi alapjait és alkalmazását a vasbeton-, kő-, acél- és faszervezetekre egyaránt. A határállapotok (teherbírási, alakváltozási, repedéstágassági) ilyen részletes ismertetése és indokolása az irodalomban itt szerepel először. Az osztott biztonsági tényezők teljes sora megjelenik e munkában és azok indokolása ma is helytállóan tűnik.

A szerzők elvi állásfoglalása a határállapotok értelmezésével kapcsolatosan a következő: "...a határállapotok szerinti számítás módszere a lehető legkisebb teherbírás kimutatását célozza..."

Az anyagszilárdság legkisebb (számítási) értékét a szerzők a Mayernél található

$$R_d = R_m - 3 \cdot s_R \quad (8)$$

képlettel határozzák meg országos adatok alapján (ahol R_m a várható érték). Ennek alapján bevezetik az ún. *egyneműségi* tényezőt, melyet

$$k = \frac{R_d}{R_m} = 1 - 3 \frac{s_R}{R_m} \quad (9)$$

formában adnak meg (a beton esetében Mayernél szerepelt 2-es szorzó tehát elmaradt). A k egyneműségi tényező értékei a különböző anyagokra a következők:

- beton esetén $k = 0,55-0,65$;
- acél esetén $k = 0,85-0,90$;
- kő- és téglá esetén $k = 0,40-0,60$;
- fa esetén $k = 0,44-0,75$.

Az R_m értéke beton esetén a 200/600 mm-es hasábszilárdságra, acél esetén, pedig a folyási határra vonatkozik.

A teherbírási határállapotok vizsgálatánál a teher lehetséges legnagyobb értékét kell figyelembe venni, melyet a teher ún. normatív alapértékének, adott biztonsági tényezőjével való szorzása útján lehet megkapni. Egyéb határállapotok esetén a normatív (alapértékű) terheket kell számításba venni.

4. A VÁLLALHATÓ KOCKÁZAT MÉRTÉKÉRE VONATKOZÓ HAZAI KUTATÁSOK EREDMÉNYEI

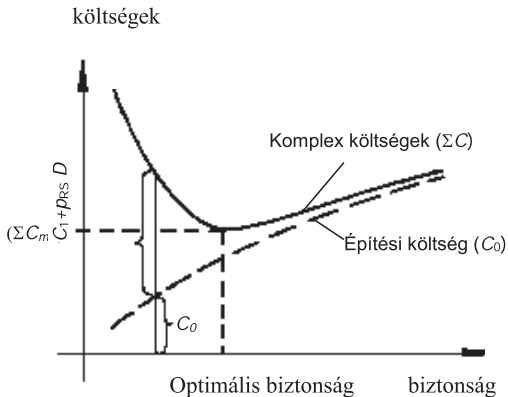
4.1. Félig valószínűségi vagy félvalószínűségi módszer

A határállapotok módszerének gyakorlati bevezetése részletes és széleskörű elméleti és kísérleti jellegű kutatást indított el világszerte. Ebben a kutatómunkában tevékenyen működtek közre a magyar építéstudomány képviselői is (Kármán, 1963); (Mihailich, Haviár, 1966); (Lenkei, 1966); (Palotás, 1967); (Korda, Szalai, 1973); (Bölcskei, Dulácska, 1974); (Szalai 1987, 1996); (Bódi, Dulácska, Deák, Korda, Szalai, 1989); (Deák, 1992); (Korda, 1998); (Kovács, 1997); (Mistéth, 2001) évtizedeken át.

A félig valószínűségi módszer lényegében azonos a határállapotok módszerével azzal az eltéréssel, hogy itt a tönkremenetel várható értékét az optimális mértékkel országos szinten választják meg, az osztott (parciális) biztonsági tényezőket a vállalható kockázatból kiindulva, a valószínűségelmélet és a matematikai statisztika eszköztárával határozzák meg.

4.2. A Kármán Tamás és Mistéth Endre féle optimális vagy vállalható kockázat

A félig valószínűségi eljárás keretében alkalmazott biztonsági tényezőket a nemkívánt állapot előfordulásának valószínűségéből, illetve a vállalható (vagy optimális) kockázatból kiindulva állapították meg (Kármán, 1965). A vállalható kockázatot az esetleges tönkremenetelkor keletkező (közvetlen és közvetett) anyagi károk, a személyi sérülésből eredő károk (Kármán, 1987), az elmaradt haszon és a helyreállítási költségek mérlegelésével lehet meghatározni.



3. ábra: Az optimális biztonság értelmezése

Az optimális vagy vállalható kockázatot a komplex költségek

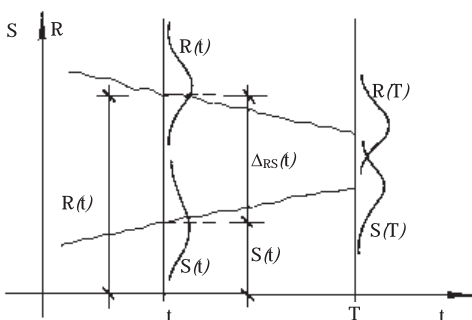
$$C = C_0 + C_1 + pR D \tag{10}$$

függvényének (3. ábra) minimumát vizsgálva kereste Kármán Tamás. és Mistéth Endre. Az összefüggésben C_0 a tartószerkezet építési költsége, C_1 a fenntartási költség, D a p valószínűséggel bekövetkező tönkremenetellel járó kárösszeg, amely tartalmazza a személyi sérülésekkel járó veszteséget és az elmaradt hasznot is. A tervezett T élettartam

$$0 \leq t \leq T \tag{11}$$

teljes idejére vonatkozóan Mistéth szerint a következő összefüggés érvényes (4. ábra):

$$\text{Prob}[R(t) - S(t) = \Delta(t) \geq 0] \geq (1 - p_t) \tag{12}$$



4. ábra: Az ellenállás és az igénybevétel változása az idővel

A komplex költségek minimumához tartó p_{opt} optimális, vagy vállalható kockázatot a következő összefüggésekkel adták meg:

$$p_{\text{opt}} = \frac{1}{b \cdot \delta} \quad (\text{Kármán Tamás}), \quad (13)$$

$$\frac{1}{p_{\text{opt}}} = \frac{2,3}{b_1} \left(\frac{D}{C_0} + 1,5 \right) \quad (\text{Mistéth Endre}). \quad (14)$$

Ahol

t az idő;

T a szerkezet tervezett élettartama;

$R(t)$ és $S(t)$ a teherbírás és a *teher* t időpontban tapasztalt tényleges értékei;

$\delta = D/C_0$ a *kárhányad*;

D az építmény esetleges tönkremenetelekör bekövetkező közvetlen és közvetett anyagi és személyi veszteséggel járó kárérték;

C_0 a tartószerkezet építési költsége;

b az építmény használati feltételeitől és anyagától, továbbá a vizsgálati modelltől függő tényező, melynek átlagos értéke Kármán szerint $b = 80$,

b_1 az építmény méretezésének alapjául szolgáló paraméterektől függő tényező, melynek értéke a választott építőanyag szilárdságának szórásától függően Mistéth szerint 0,03-0,10 között változik (Mistéth, 1974).

4.3. A Kármán-féle elegendő biztonság

Az optimális, vagy vállalható kockázat fogalmának és számszerű értékének elfogadottá tétele érdekében Kármán Tamás megfogalmazta, hogy a tartószerkezetnél nem az "*abszolút*", hanem csak az *elegendő biztonság* megteremtése lehet a cél. Az elegendő biztonság a szerkezet azon képességét jelenti, amely az élettartam alatt meghatározott megbízhatósággal biztosítja a rendeltetésszerű használatot.

A tartószerkezet optimális kockázatának (p_{opt}) meghatározásához a világon először Kármán vette figyelembe a tartószerkezet esetleges tönkremenetelével járó emberi veszteségeket (Kármán, 1987). Az optimális kockázat mértékének és benne az emberi veszteségek meghatározásának módját Kármán (1964-ben készített tanulmánya alapján) az 1968-ban rendezett barcelóniai CEB konferencián ismertette. A személyi sérülésekből eredő kár fogalmának és értékének meghatározására vonatkozó Kármán-féle felfogást a vallásos és ateista meggyőződésű kutatók és hivatalos személyek akkor általános felháborodással fogadták itthon és külföldön, keleten és nyugaton egyaránt. A tönkremenetellel járó emberi veszteség mértéke ugyanis szubjektív módon felbecsülhetetlen, végtelenül nagy. A társadalom egészét érintő kárt azonban a tartószerkezet biztonságának meghatározásához értékelni kell és értékelni is lehet, hangsúlyozta Kármán. A munkaképesség teljes elvesztésével vagy éppen halállal járó kár értéke Kármán szerint a fejlett országok negyvenévi bruttó nemzeti összjövedelemének egy főre számított (diszkontált) értéke. Másként fogalmazva, negyven évi munkaképes időszak alatt létrehozható, a baleset következtében kieső bruttó nemzeti összjövedelem egy főre eső összege. Az így számított érték nagyságrendjében megfelelt annak amit a repülőgépi balesetek után a nyugati biztosító társaságok egy főre akkor kifizettek. Évtizedeknek kellett eltelnie ahhoz, hogy Kármán elmélete általánosan elfogadottá váljon.

Az elegendő biztonság p_{opt} mértéke általában az egyes építményekre, de egy épület különböző részeire is eltérő. Kármán féle vizsgálatok szerint, magasépítési szerkezetek esetén a kárhányad értéke átlagosan $\delta = 125$, s ennek megfelelően az elegendő biztonság vagy vállalható kockázat értéke $p_{\text{opt}} = 10^{-4}$, az ehhez tartozó megbízhatóság $M = 1 - p_{\text{opt}} = 0,9999$, amelyhez elvileg $\beta_{\text{opt}} = 3,719$ értékű biztonsági index rendelhető. Figyelemre méltó, hogy az

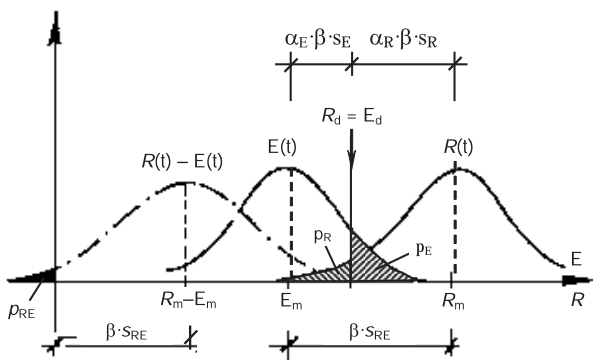
EC 0 szabványban az előírányzott kockázat mértéke $p = 10^{-4}$ és az ehhez rendelt biztonsági index értéke $\beta = 3,8$.

5. SZERKEZETEK TEHERBÍRÁSÁNAK VIZSGÁLATA MEGBÍZHATÓSÁGI ELJÁRÁSSAL

A tartószerkezeti teherbírás megfelelésének igazolása elvégezhető a megbízhatósági elméleten alapuló alábbi eljárással (Szalai, 1974). A teherbírás megfelelését az ellenállás R_m , illetve a hatás oldali G_m állandó és $Q_m = Q_{1m} + \sum_{i=2}^n \Psi_{0i} Q_{im}$ esetleges terhek várható értékeinek felhasználásával kell igazolni, ahol Q_{1m} a kiemelt esetleges teher, Q_{im} az i -edik, nem kiemelt esetleges teher és Ψ_{0i} a Q_{im} -hez tartozó egyidejűségi tényező.

5.1 A teherbírás megfelelésének igazolása

A $E_m = G_m + Q_m$ hatás együttes kezelése és összehasonlítása az R ellenállással az 5. ábra alapján értelmezhető.



5. ábra: A teher és az ellenállás sűrűségfüggvényei

Az ábra szerint a szerkezet teherbírása megfelelő, ha

$$R_d - E_d \geq 0 \tag{15}$$

ahol:

R_d - az ellenállás tervezési értéke, amely féloldalas transzformációval

$$R_d = R_m \exp(-\beta \cdot \alpha_R \cdot v_R) \tag{16}$$

E_d - a hatás oldal tervezési értéke

$$E_d = \left[G_m (1 - \beta \cdot \alpha_G^{(-)} \cdot v_G) + Q_m (1 - \beta \cdot \alpha_Q^{(-)} \cdot v_Q) \right] \tag{17}$$

ahol a fentiekén kívül α_G és α_Q az ún. érzékenységi tényezők (ld. a 5.2. pontot), v_G és v_Q az állandó és az esetleges teher relatív szórásai (ld. a 5.3. pontot).

5.2. A globális biztonsági tényező

A teherbírási követelmény teljesül, ha

$$R_m \geq \exp[\beta \cdot \alpha_R^{(+)} \cdot v_R] \cdot [G_m(1 - \beta \cdot \alpha_G^{(-)} \cdot v_G) + Q_m(1 - \beta \cdot \alpha_Q^{(-)} \cdot v_Q)] \quad (18)$$

ahol az α_i -k az ún. érzékenységi tényezők, melyek a következőképpen számíthatók:

$$\alpha_R = \frac{R_d \cdot v_R}{\Sigma(\kappa_i)^2}; \quad \alpha_G = \frac{G_m \cdot v_G}{\Sigma(\kappa_i)^2}; \quad \alpha_Q = \frac{Q_m \cdot v_Q}{\Sigma(\kappa_i)^2}; \quad \Sigma\alpha_i^2 = 1; \quad (19)$$

$$\sqrt{\Sigma\kappa_i^2} = \sqrt{(R_d \cdot v_R)^2 + (G_m \cdot v_G)^2 + (Q_m \cdot v_Q)^2} \quad (20)$$

A $Q_m = \mu G_m$ jelölés alkalmazásával a fenti kifejezés átrendezésével a globális biztonsági tényező:

$$\gamma_m = \frac{R_m}{G_m + Q_m} = \left[\frac{1}{1 + \mu} (1 - \beta \alpha_G^{(-)} v_G) + \frac{\mu}{1 + \mu} (1 - \beta \alpha_Q^{(-)} v_Q) \right] \exp(\beta \alpha_R^{(+)} v_R) \quad (21)$$

alakot ölti, s ennek birtokában a teherbírási (a fenti jelölés figyelembevételével) a

$$R_m \geq \gamma_m (G_m + Q_m + \sum_{i=2}^n \psi_{oi} Q_{im}) \quad (22)$$

módon igazolható.

5.3. A v_i relatív szórások értelmezése

A Kelet-Európában elfogadottnál nagyobb értékű parciális tényezőket az EC 0 kidolgozói azzal indokolják, hogy a fentiekben szereplő és a hagyományos értelmezésű relatív szórás fogalmát kibővítették, az alábbi módon.

Az *ellenállási oldal* v_R relatív szórásában az EN 1990 szerinti értelmezésben a következő három tényező játszik szerepet:

- a szilárdsági értékek relatív (mért) szórása: $v_{Rf} = \frac{s_{IR}}{R_m}$,
- a számítási modell bizonytalansága: v_{Rm0} ,
- a geometriai adatok bizonytalansága: v_{RG} .

A fentiekben s_{IR} az ellenállási függvényben szereplő paraméterek egyedi értékeinek és szórásainak figyelembevételével számítható szórás (Szalai, 2002). E bizonytalanságok együttes figyelembe vétele a v_R eredő szórással a

$$v_R = \sqrt{v_{Rf}^2 + v_{Rm0}^2 + v_{RG}^2} \quad (23)$$

módon számítható.

Az *igénybevétel oldalon* lévő v_E relatív szórás értékét – a v_R -hez hasonlóan – az E hatás mért relatív szórása ($v_{Ef} = \frac{s_{IE}}{E_m}$), az m számítási modell (v_{Em0}) és a G geometriai modell (v_{EG}) bizonytalanságai befolyásolják. Itt s_{IE} a határolási függvényben szereplő paraméterek egyedi

értékeinek és azok szórásának figyelembevételével számítható szórás. Ezek alapján az igénybevételi oldalon lévő G és Q hatások korábbi értelmezése alapján:

- a v_G eredő szórás relatív értéke:

$$v_G = \sqrt{v_{Gf}^2 + v_{Gm}^2 + v_{GG}^2} \quad (24)$$

- a v_Q eredő szórás relatív értéke:

$$v_Q = \sqrt{v_{Qf}^2 + v_{Qm}^2 + v_{QG}^2} \quad (25)$$

ahol v_{Gf} , illetve v_{Qf} a mérési adatok relatív szórása a fenti v_{EF} értelmezésének megfelelően.

5.4. A β megbízhatósági (biztonsági) index

A fentiekben szereplő β biztonsági index (EC 0 szerinti megnevezéssel: megbízhatósági index) felvételéhez az EC 0 a 3. táblázatban szereplő módon definálja az épületek kárhányad szerinti osztályait.

3. táblázat: Épületek osztályozása a kárhányad alapján az EC 0 szerint

Kárhányad szerinti osztály	Leírás	Példák az épületek és az építőmérnöki szerkezetek köréből
CC3	Az emberélet elvesztésének valószínűsége nagy, vagy a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények rendkívül jelentősek	Lelátók, közösségi épületek, ahol a tönkremenetellel járó kár nagy (pl. koncertterem)
CC2	Az emberélet elvesztésének jelentősége közepes, a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények számottevőek	Lakó- és irodaházak, közösségi épületek, ahol a tönkremenetellel járó kár közepes (pl. irodaház)
CC1	Az emberélet elvesztésének jelentősége kicsi, a gazdasági, társadalmi, környezeti következmények nem jelentősek, vagy elhanyagolhatók	Mezőgazdasági épületek, melyekben szokásos esetben emberek nem tartózkodnak (pl. raktárak), növényházak

A teherbírasi határállapotok vizsgálatához tartozó β megbízhatósági index EC 0 szerinti, ajánlott minimális értékei a 4. táblázatban találhatóak.

4. táblázat: A β ajánlott értékei az EC 0 szerint

Megbízhatósági osztály	A β minimális értékei	
	1 éves referencia-időszak	50 éves referencia-időszak
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Az RC2 megbízhatósági osztályhoz, és ennek megfelelő CC2 kárhányadi osztályhoz 1 éves, illetve 50 éves tervezési élettartam esetén ajánlott β megbízhatósági index EN 0 szerinti értékeit az 5. táblázat tartalmazza. Az 5. táblázat egyúttal tartalmazza a fáradási és a használhatósági határállapotok vizsgálatához rendelt β értékeket is.

5. táblázat: A β ajánlott értékei a különböző határállapotok esetén az EN 0 szerint

Határállapot	Előírányzott β megbízhatósági index	
	1 év	50 év
Teherbírási	4,7	3,8
Fáradási		1,5 – 3,8 1 ¹
Használhatósági (irreverzibilis)	2,9	1,5

A megbízhatósági idex és a kockázat közötti $p = \Phi(-\beta)$ összefüggés normális eloszlásfüggvény alkalmazásával számított értékét a 6. táblázatban tüntetjük fel. Itt Φ a normális eloszlás eloszlásfüggvénye.

6. táblázat: A β és a p közötti összefüggés

p	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

5.5. Az EC 0 szerinti ellenőrzési szintek

Annak érdekében, hogy a fentiekben előírányzott megbízhatósági szint teljesüljön, az EC 0 a megvalósítási tervek, illetve a kivitelezés ellenőrzésének a követelményeit a megrendelő által előírányzott vagy a tervezett szerkezet funkciója szerint felvett RC1-RC3 megbízhatósági osztályoktól függően meghatározott ún. tervellenőrzési (DSL1-DSL3), illetve helyszíni ellenőrzési (IL1-IL3) szintek alapján írja elő.

6. SZABÁLYOZÁS-TÖRTÉNETI ÖSSZEFOGLALÓ

A babiloni és más építési tragédiák után szükségszerűvé vált a Kr.e. XX. században Hammurabbi szabályozó-büntető jellegű törvényeinek megjelenése. Az építési költségek csökkentése érdekében a korabeli mesterek ugyanis előszeretettel csökkentették a méreteket, vagy mellőzték a tartósabb és nagyobb szilárdságú anyagokat. A szerkezetek biztonsága ezért fokozatosan csökkent és megszorodtak az építési balesetek. Az építési balesetek és azok következményeinek kivizsgálása, illetve feldolgozása megmozgatta a kutatók fantáziáját. Galilei és Newton munkásságát követően az építéstudomány központi témája lett a tartószerkezetek megfelelő (szükséges és egyben elegendő), azaz optimális biztonságának a keresése.

A Kr.u. XIX század végén és a XX. század elején a szabályzatok a szerkezetek erőtani megfelelőségének az igazolását a rugalmas állapot feltételezésével és az egyetlen biztonsági tényezőt használó ún. megengedett feszültségek módszerére támaszkodva írták elő. A fokozatosan csökkenő méretek és merészebb szerkezeti megoldások alkalmazásával párhuzamosan a használati állapotokra épült rugalmas számítási modell kiegészítéseként előtérbe került a törési állapot alapján történő vizsgálata. A magyar származású Kazinczy

Gábor (1914) rugalmas-képlékeny anyagmodell alkalmazásával vizsgálta a két végén befalazott acélgerenda teherbírását. A német Mayer (1926) az osztott biztonsági tényezősz eljárás alkalmazására tett javaslatot. A szerkezetépítő statikus sajátos felelőssége miatt ez kezdeményezések szabályzati alkalmazását egy időre elhalasztották. A szovjet-orosz Gvozgyev (1946) a teherbírasi és a használhatósági határállapotok vizsgálatára épülő eljárás alkalmazását indítványozta.

A II. világháborút követő ötvenes évek elején, a sajátos gazdasági-politikai helyzetben Menyhárd István vezetésével az osztott biztonsági tényezősz méretezési modell alkalmazására tértünk át Hazánkban. E szabályozás következményeként Magyarországon kezdetét vette a tartószerkezeti biztonság fokozatos csökkentésének az időszaka (1955-1986). Az EC biztonsági szintjének a kialakításánál az ezzel kapcsolatos kelet-európai tapasztalatokat hasznosíthatták (többek között) azzal, hogy a valószínűségi elvek gyakorlati alkalmazásának előgítése céljából a megbízhatósági elmélet alapjait beépítették a legújabb EC szabványokba (Szalai, Farkas, Kovács, 2002); (Szalai, 2002), (Szalai, 2003),

7. HIVATKOZÁSOK

- Bölcskei E. (1969), „Építmények biztonsága”, *Műszaki Tudomány*, pp.413-414.
- Szalai K. (1974), „Vasbetonszerkezetek méretezés-elméletének egyes kérdései”, *Mélyépítéstudományi Szemle*, Budapest
- Gvozgyev A. (1949), „A szerkezetek teherbírásának számítása a határegyensúly alapján” (oroszul), *Gosztrojzdat*, Moszkva
- Mayer M. (1926), „*Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Genzkräften anstatt nach zulässigen Spannungen*”, Verlag von Julius Springer, Berlin
- Menyhárd I. (társszerzőkkel) (1951): „Vasbetonszerkezetek új méretezési módja. A biztonsági tényezőszön és a törési elméleten alapuló számítási módszer”, *Építőipari Könyv- és Lapkiadó Vállalat*, Budapest
- Gyengő T. - Menyhárd I. (1960), „Vasbeton szerkezetek elmélete, méretezése és szerkezeti kialakítása”, Műszaki Könyvkiadó, Budapest
- Korányi I. (1949), „A szerkezetek biztonsága”, *Magyar Közlekedés, Mély- és Vízépítés*, Budapest
- Kazinczy G. (1914), „Kísérletek befalazott tartókkal”, *Betonszemle*, Budapest
- Kazinczy G. (1942), „Az anyagok képlékenységeinek jelentősége a tartószerkezetek teherbírása szempontjából”, Budapest
- Keldis, V.M.. (társszerzőkkel) (1951), „Építési szerkezetek számítása határállapotok alapján” (oroszul), Moszkva
- Kármán T.(1965): „A teherhordó szerkezetek optimális biztonságáról”, Budapest
- Kármán T.(1987): „A tartószerkezet biztonság emberi tényezősz”, *Közlekedésépítés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, Budapest
- Mistéth E. (2001), „Méterezéselmélet”, Akadémiai Kiadó, Budapest
- Mistéth E. (1974), „*Az erőtani méretezés valószínűségelméleti alapon*”, ETK 1974, Budapest.
- Mihailich Gy. – Haviár Gy. (1966), „A vasbetonépítés kezdete és első létesítményei Magyarországon”, *Akadémiai Kiadó*, Budapest.
- Palotás L. (1967), „Vasbetonépítéstan”, Tankönyvkiadó, Budapest
- Buletin D'Information No. 129 (1978), „Trial and Calculations based on the CEB/FIB Model Code for Concrete Structures”, London
- Bölcskei E. – Dulácska E. (1974), „Statikusok könyve”, Műszaki Könyvkiadó, Budapest
- Szalai K. (1987, 1996), „Vasbetonszerkezetek”, Műegyetemi kiadó, Budapest

- Bódi I. - Dulácska E. - Deák Gy. - Korda J. - Szalai K. (1989), „Statikusok könyve”, 5. fejezet Magasépítés, Műszaki Könyvkiadó, Budapest
- Deák Gy. (1992), „Stochasztikus szemlélet a használati állapot vizsgálatánál”, *BME Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*. Ankét Dr. Mistéth Endre tiszteletére Budapest
- Korda J. (1998), „A Γ -eloszlásfüggvény alkalmazása kísérletben a beton szilárdságának jellemzésére”. *BME Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, Budapest
- Korda J. - Szalai K. (1973), „A szerkezeti betonok szilárdsági követelményei és minősítésük”. *Mélyépítéstudományi Szemle*, Budapest
- Lenkei P. (1966), „Törési határfeltételek vizsgálata vasbetonlemezeken törésvonalai mentén”, *ÉTI Tudományos közlemények*, Budapest
- Lenkei P. - Szalai K. (1994), „Hungarian Experience and EUROCODE 2”, *Proceedings of the Workshop*. Technical University, Prague,
- Szalai, K. – Lenkei, P. (1992), „Hungarian Experience in Structural Design Coding (Historical Antecedents of Eurocode-2)”, *Periodica Polytechnica Ser. Civil Eng. Vol 36*,
- Kovács B. (1997), „A „nyírt fal” modell”. *BME Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, Budapest
- Kovács, B. (1992), „*Stiffening analysis of buildings erected in the IMS system*”, Technical University of Budapest. Department of Reinforced Concrete Structures, Budapest
- Szalai K. - Farkas Gy. - Kovács T. (2002), „A teherhordó szerkezetek kelet- és nyugat európai biztonsági szintjeinek optimalizálása az EC előírásokban”, *Közúti és Mélyépítési Szemle*, Budapest
- Farkas, Gy. – Kovács, T. – Szalai, K. (2002), „Synthesis of safety levels approved in East- and West-Europe in the Eurocode”, *Proceedings of the fib 2002 Congress on Concrete Structures in the 21st century*, Vol 2, Session 11, Osaka
- MSZ EN (1990), „*A tartószerkezeti tervezés alapjai*” Budapest
- Szalai K. (2003): „Az osztott biztonsági tényező bevezetése Magyarországon az 1949/51 években”, *Tartószerkezeti kutatások. Évfordulós kötet Lenkei Péter tiszteletére*, Pécs
- Szalai K. (2002), „A szerkezeti anyagok parciális tényezőinek összetevői”, *BME Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, Budapest, pp 155-160.

PONYVASZERKEZETEK TERVEZÉSE

Dr. Galaskó Gyula

BME Tartószerkezetek Mechanikája Tanszék

1111. Bp. Műegyetem rkp. 5. KM63.

ÖSSZEFOGLALÁS

A visszaemlékezésem első része az Ünnepelettel kialakuló kapcsolatomat mutatja be. A terjedelmesebb második rész (sok fényképpel) a közreműködésemmel elkészült ponyvaszerkezeteket ismerteti.

SUMMARY

The first part of this paper deals my connection with Professor Tassi. The second part describes different textile structures which were calculated by our computer programs. Several photos show these tents.

1. A KAPCSOLAT

1971-ben (negyedéves hallgatóként) vasbeton szerkezetek repedés tágasságának számítására Dr. Tassi Géza tanárom útmutatásai alapján algoritmust, majd Algol programot készítettem a Kar nem sokkal korábban beszerzett ODRA 1204 típusú számítógépére. A program működését Géza bátyám előadásán élőben mutattuk be a BME akkoriban kiépített zárt láncú TV hálózatán keresztül, így a hallgatók élő egyenes adásban láthatták, amint a számítás főbb eredményeit a gép kiírja egy írógépen. (Akkor ez volt a leglátványosabb módja a legfontosabb eredmények gyors megjelenítésének.) A repedéstágasság számításával foglalkozó TDK munkámmal díjat nyertem.

Személyes beszélgetéseink során az is kiderült, hogy az akkori Lenin krt. 104-ben (ahol felnőttem) a IV. emeleten a Professzor úrnak is közeli hozzátartozói éltek. Ez a későbbiekben is gyakori beszélgetémánk volt.

Első programom és TDK munkám sikere is hozzájárult ahhoz, hogy az egyetem elvégzése után az Építőmérnöki Kar Számítóközpontjában kezdtem dolgozni és évtizedekig új számítógépi programok fejlesztésével foglalkoztam.

1975-től Dr. Gáspár Zsolt kollégám által kidolgozott kötélhálót számító programrendszer továbbfejlesztésében, különféle rendszerekre (R20, TPA, majd személyi számítógépek) történő adaptálásán dolgoztam. Ezen programok segítségével kezdtem ponyvaszerkezetek alakmeghatározásával, és azok állapotváltozásával foglalkozni. Ezekkel a kérdésekkel valamint ezen (kétszer görbült) felületek síkba-terítéséről írt dolgozatom alapján kaptam PhD fokozatot.

2. FONTOSABB PONYVASZERKEZETEIM

Az elmúlt közel három évtized alatt számos szép sátorfedés statikai számításában működtem közre. A következőkben néhány fényképen és rövid szövegben mutatom be a legfontosabb ponyvaszerkezteimet.

2.1 Kamaraerdei Ifjúsági park

Az első jelentős hazai ponyvaszerkezet a főváros XI: kerületének Kamara erdei Ifjúsági táborba készült. Az eredeti (1978-ban átadott) helyett (az igények változása miatt) a következő képen látható háromárbcos sátor áll napjainkban is.



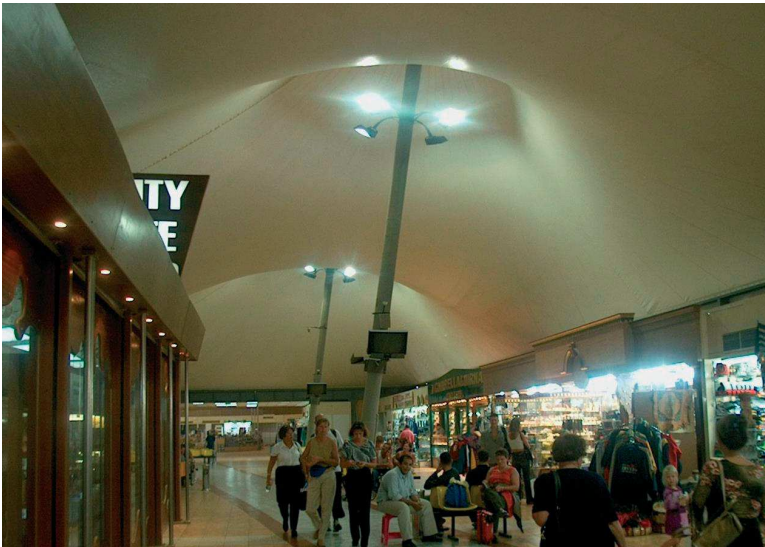
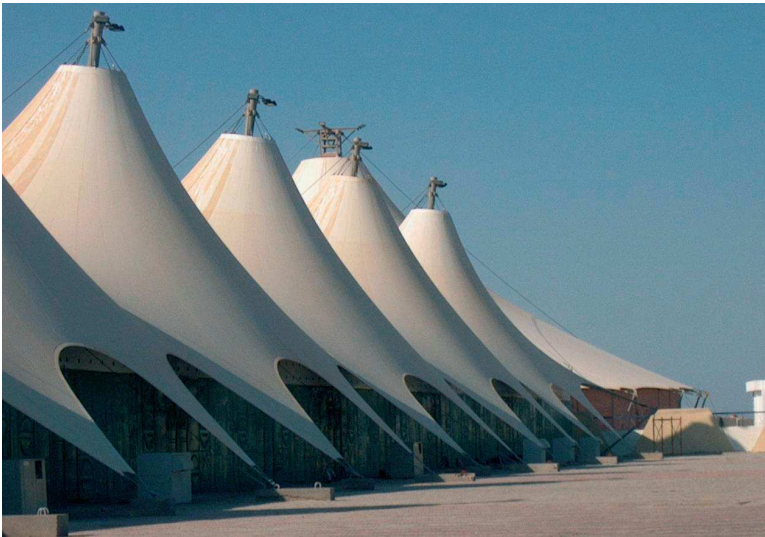
2.2 A Városligeti Sörsátor

A Széchenyi fürdővel szemben látható Sörsátrat 1988.-ban adták át. Az ötárbcos sátor ponyváját pár éve kicserélték, de a szerkezet és a funkció változatlan. A külső felvételen jól látszik az általam tervezett alak, a belsón pedig szabásminták és azok kierősítései.



2.3 Hurghada (Egyiptom)

A Vörös tenger kedvelt üdülőterületének repülőteréhez (a megnövekedett igények miatt) új fogadóépületet kellett tervezni. A teljes statikai számítás (az alapozástól a ponyvát tartó acél-szerkezetekig) irányítással készült. Ez a komplexum 204m hosszú, 11 darab egymáshoz sorolt (ferde)árbcos ponyvafedésből, egy 45m átmérőjű kör alakú sátorból, valamint a kettőt összekötő trapéz alakú épületből áll.



2.4 Aszód-Galgamácsa

2005-ben az Aszód-Galgamácsai veszélyes hulladéktároló 7 számú lerakóhelye fölé acélszerkezetű ívtartók közötti ponyvafedés készült. A közel 64 m fesztávolságú, több mint 6000m²-es térlefedés a legnagyobb áthelyezhető szerkezet hazánkban. A fedésre ugyanis csak a hulladék lerakásakor van szükség. Ha a betárolt hulladékok fölé elkészült a védelem, akkor az egész fedés tovább tolható. A következő fénykép épp egy tolás közbeni állapotot mutat. (Ezért lázák az acélszerkezeten túlnyúló ponyva részek.)



A teljes acélszerkezet 2014-ben egy új (az un. 10-es számú) tároló fölé került, mert a 7-es számú tárolótér már megtelt.

2.5 Market Center Ferihegy

Vecsés határában lévő bevásárló központ Fő terére 2012-ben készült el a következő képen látható, a közel 15 m átmérőjű árnyékoló sátor, amelynek tervezése mellett a teljes kivitelezés is (az alapozástól a ponyvaszerelésig) irányításommal készült.



Ezúton is köszönöm Professzor úrnak a pályámat elindító együttműködés lehetőségét és az útmutatást a szakmai alázat és tisztesség területén.

VASBETON SAROKKONZOLLEMEZ

Gáspár Zsolt – Ghaemi Mohsen

Budapest University of Technology and Economics – StruSoft Kft.

1111 Budapest Műegyetem rkp. 3. – 1123 Budapest Alkotás u. 50.

ÖSSZEFOGLALÓ

45 évvel ezelőtt egy megrepedt vasbeton sarokkonzollemez vizsgálatára kérték fel a BME Vasbetonszerkezetek tanszékét. Tassi Géza vezetésével a lemez lehajlásait és igénybevételeit a véges differenciák módszerével határoztuk meg. E cikkben a FEM-Design programrendszert használva megmutatjuk, hogy az akkor elkövetett közelítések (a geometriai arányok megváltoztatása, egyenletes ponthálózat, befogási viszonyok egyszerűsítése, a repedések figyelmen kívül hagyása) mekkora hibákat okoztak.

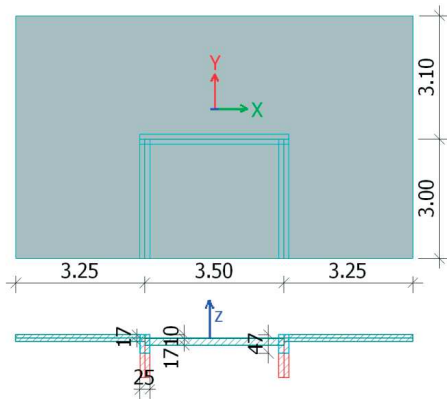
SUMMARY

Forty five years ago the Department of Reinforced Concrete Structures at BME was commissioned to analyse a cracked cantilever corner plate made of reinforced concrete. At that time we determined the deflections and internal forces in the plate using the finite difference method under the leadership of Géza Tassi. In this paper we will demonstrate with the help of the software package FEM-Design what errors the approximations (modification of geometric proportions, uniform mesh, simplification of support conditions, neglecting cracks) assumed at that time brought about.

1. A FELADAT KITŰZÉSE

1970-ben a BME Vasbetonszerkezetek Tanszékét megbízták, hogy egy építmény tetején kialakított nagyméretű sarokkonzollemezt vizsgáljanak meg, mert a lemezsarkok már szinte csak az önsúly hatására is 12-15 cm-t lehajoltak, sőt a megtámasztási sarkok közelében a lemezen 2-4 mm tágasságú repedések jelentek meg. A tervszerinti lemez a törésmélelet szerint megfelelő volt, az anyagok szilárdsági adatai és geometriai méretei a tervezettől csak jelentéktelen mértékben tértek el. A 3,5 m × 6 m alaprajzú építmény tetején a körbefutó, 17 cm vastagságú lemez a rövidebb oldalon 3,1 m-re, a hosszabb oldalon 3,25 m-re nyúlt ki (1. ábra).

Ilyen típusú lemezt vizsgált (Dulácska, 1970) is. A rugalmasságtan alapján végzett számításokhoz a véges differenciák módszerét alkalmazta. Négy szimmetriasíkot feltételezve elegendő volt a tartó nyolcad részét vizsgálni, de a számítási lehetőségek korlátozottság miatt ezen a lemezrészben belül is csak 15 pontot vehetett fel.



1. ábra A (fél-)szerkezet geometriai adatai, a felülnézetben [m], a metszetben [cm]

2.

2. A DIFFERENCIAMÓDSZER ALKALMAZÁSA

Dulácska eredményeit is felhasználva Tassi Géza Gáspár Zsoltot kérte fel, hogy rugalmasságtani alapon a véges differenciák módszerével számítsa ki a fenti szerkezet elmozdulásait és igénybevételeit. A javuló számítási lehetőségek megengedték azt, hogy csak a meglévő két szimmetriásíkot használják ki, és a negyed lemezen először 84, majd a felosztást sűrítve 240 pontra alapozzák a differenciámódszert. Az eredményeket a (Gáspár és Tassi, 1971) cikk közli. Az ott közölt eredményekből kiemeljük a következőket.

- A differenciámódszernél a pontokat egyenletes raszterhálózat szerint vették fel, így a méretek kicsit eltértek a valóságtól és a két különböző sűrűségű hálónál egymástól is.
- Ezek a számítások is csak úgy voltak elvégezhetőek, hogy a megoldandó lineáris egyenletrendszer együtthatómátrixának elemeit külön kiszámolták, lyukszalagról beolvastatták, kihasználva a mátrix szimmetriáját, szalagstruktúráját, a nem zérus elemek ritkaságát és az azonos típusú sorok gyakoriságát.
- Elvileg az alátámasztás sarkánál a hajlítónyomatékoknak szingularitása van. Természetesen a differenciámódszer itt is véges értékeket ad. Ezeket erősen befolyásolja az osztásköz: Dulácska az átlagos nyomaték 1,74-szeresét, Gáspár és Tassi a ritkább felosztással a 2,5-szörösét, a sűrűbb felosztással a 3,5-szeresét kapta.

A számítások eredményét dimenziótalan formában közlik, hiszen azok a lineáris elmélet szerint az adatoktól ismert arányban függenek, így ott az anyagjellemzők sincsenek megadva. Ebben a cikkben a különböző modelleknél a geometriai méretek is különböznek, némelyiknél a vasalás is befolyásolja az eredményt, nemlineáris vizsgálatokat is végzünk, ezért a lehajlásokat mm, a nyomatéki igénybevételeket kNm/m dimenzióban közöljük a következő adatokat alkalmazásával:

rugalmassági tényező:

$$E_{\text{beton}}=15 \text{ kN/mm}^2, E_{\text{acél}}=200 \text{ kN/mm}^2,$$

Poisson-tényező:

$$0,2$$

szilárdság:

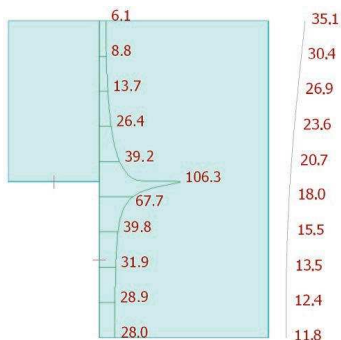
$$f_{\text{beton,húzás}}= 2 \text{ N/mm}^2, f_{\text{beton,nyomás}}= 20 \text{ N/mm}^2, f_{\text{acél}}=500 \text{ N/mm}^2,$$

alkalmazott vasalás mindkét irányban alul-felül:

$$\text{Ø}12/10 \text{ cm},$$

teher: mind az önsúly (4,253 kN/m²) mind az esetleges teher (1,5 kN/m²) egyenletesen megoszló totális teher.

A nagyobb konzolhosszt alkalmazva a (Gáspár és Tassi, 1971) cikkben a sűrűbb felosztással kapott eredményekből átszámított adatokat a 2. ábra mutatja.

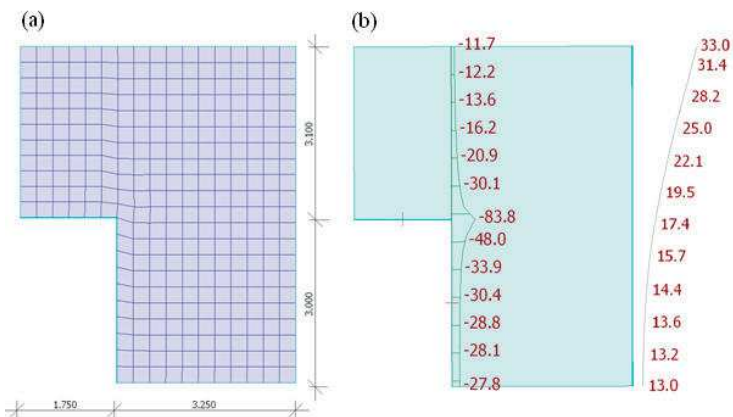


2. ábra. A differenciámódszerrel kapott m_y fajlagos hajlítónyomaték [kNm/m] a befogás metszetében és a konzolszél lehajlása [mm]

3. A FEM-DESIGN PROGRAMRENDSZER ALKALMAZÁSA

3.1. Egyenletes felosztás, lineáris elmélet

A FEM-Design 14 (2014) programrendszer a lemezeknél megenged a lemez középsíkjával párhuzamos terheket is, vagyis a tárcsahatásokat is számolja. A Mindlin-Reissner-féle lemezelméletet alkalmazza, vagyis a nyírási alakváltozás hatását is figyelembe veszi, ezért



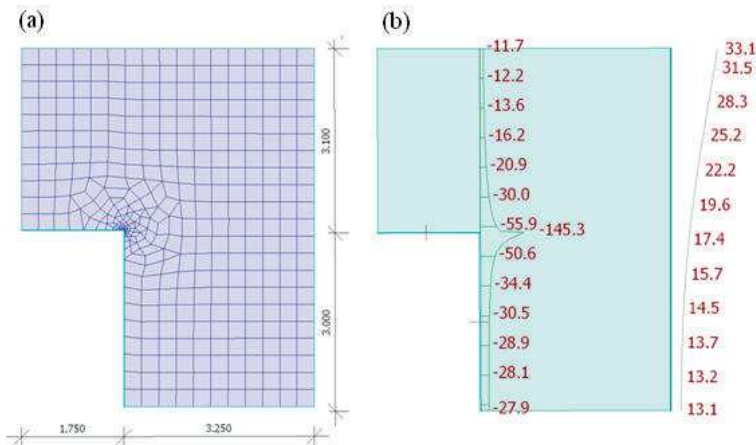
3. ábra. Az elemfelosztás (a) valamint az m_y fajlagos hajlítónyomaték [kNm/m] és a lehajlás [mm] egy-egy metszetben (b)

$C^{(0)}$ -folytonos bázisfüggvények alkalmazhatók (Bojtár és Gáspár, 2003). (Kirchner, 2010) kimutatta, hogy ilyen feladatnál a kilencpontos ún. Lagrange-négyzetölemek használata előnyös. Most megengedjük, hogy a két konzolhossz különbözzön, így nem használhatunk csupán négyzet alakú elemeket. De lehetőség van arra, hogy egy átlagos elemméretet (most 30 cm) előírva a program a korábbi sűrűbb felosztáshoz hasonló elemkiosztást generáljon (3a ábra), melyben kissé torzultak a négyzetek és esetleg nagyon kevés hatpontos háromszög is létrejön.

Az m_y fajlagos hajlítónyomaték egy metszetét és az egyik lemezszél lehajlási ábráját a 3b. ábra mutatja. Ezen a legnagyobb lehajlás és a legnagyobb hajlítónyomaték is kisebb, mint a 2. ábrán mutatott megfelelő értékek. Ezt az indokolhatja, hogy az eredeti cikkben mindkét irányban a nagyobb konzolhosszal számoltunk (kis mértékben az alátámasztó építmény méretei is mások), és ezt a hatást még az sem ellensúlyozta, hogy most kicsit több elemet használtunk és a nyírási deformáció hatását is figyelembe vettük.

3.2. A lokális elemsűrítés hatása

A befogás töréspontjának környezetében az igénybevételek erőteljesen változnak, ezért az ebben a tartományban végzett lokális elemsűrítés sokkal hatékonyabb, mint az egyenletes elemsűrítés (Kirchner, 2010). A FEM-Design programrendszer lehetővé teszi, hogy a szinguláris pont körül egy kis tartományt kijelöljünk, melyet a program elemekre oszt, majd a környezetében is megváltoztatja az elemkiosztást úgy, hogy túl nagy oldalhossz-arányú elemek használata nélkül csatlakozhasson a korábbi, egyenletes elemfelosztáshoz (4a ábra).

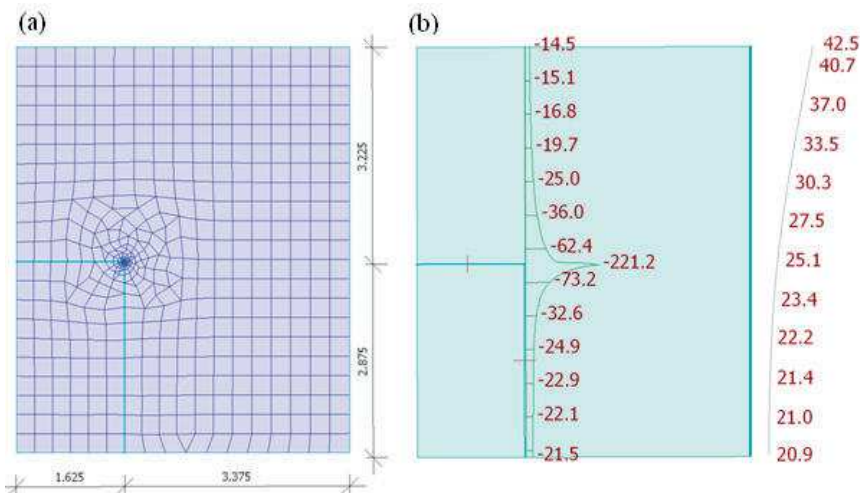


4. ábra. Az elemfelosztás (a) valamint az m_y fajlagos hajlítónyomaték [kNm/m] és a lehajlás [mm] egy-egy metszetben (b)

Az m_y fajlagos hajlítónyomaték egy metszetét és az egyik lemezszél lehajlási ábráját a 4b. ábra mutatja. E lokális sűrítés a maximális hajlítónyomaték értékét jelentős mértékben, 73%-kal megnövelte, de a legnagyobb lehajlás értéke alig változott.

3.3. A megtámasztás pontosítása

Az eddigi modelleknél azt tételeztük fel, hogy a lemez a megtámasztó falazaton nyugvó koszorú külső síkjában mereven be van fogva. Most figyelembe vesszük, hogy a befogás nem tökéletes: a koszorú nincs leterhelve és az alatta levő téglafal a koszorú alját annak közepén csak egy vonal mentén, csuklósan támasztja meg (Kollár, 2008). Az elfordulást a koszorú csavarómerevsége és az építmény tetején lévő lemez hatása befolyásolja. Ezek a szerkezeti részek az 1. ábra szerint különösen csatlakoznak egymáshoz. Emiatt a lemezben már az elsődrendű elmélet használatakor membrán-igénybevételek is keletkeznek. A FEM-Design a gerendát egy vonal mentén kapcsolja a lemezekhez, emiatt a konzolok kinyúlását a téglafal szélességének a felével megnöveltük, de a lokális elemsűrítést továbbra is megtartottuk (5a ábra). Az épület feletti lemezt csak az önsúllyal terheltük.



5. ábra. Az elemfelosztás (a) valamint az m_y fajlagos hajlítónyomaték [kNm/m] és a lehajlás [mm] egy-egy metszetben (b)

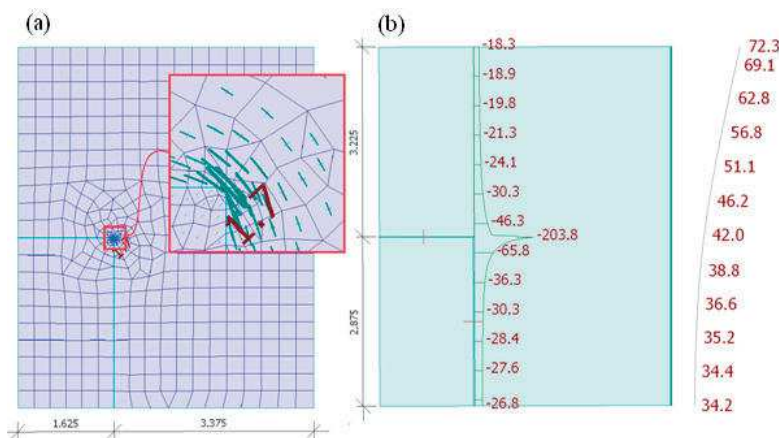
A fajlagos hajlítónyomaték egy metszetét és az egyik lemezszél lehajlási ábráját az 5b. ábra mutatja. A megtámasztás pontosabb figyelembevétele a legnagyobb igénybevételt több mint 50%-kal, a legnagyobb lehajlás értékét 28%-kal megnövelte.

3.4. A repedések hatása

A FEM-Design programrendszer a berepedt vasbeton lemezt öt teherlépcsőben és teherlépcsőnként iterációval számítja. Az egyes iterációs lépésekben a végeelemes számítással meghatározott igénybevételekből elemenként meghatározza az esetleg létrejövő repedések irányát és tágasságát, majd ezek alapján az elem merevségét csökkenti. Ha ezekben jelentős változás történt, akkor az iteráció folytatódik és az új merevségek figyelembevételével az igénybevételek újra számíthatók. A megtámasztásokat az előző pont szerint vesszük figyelembe, és az elemfelosztás (5a ábra) sem változik.

A kialakuló repedéseket a 6.a ábra mutatja, amelyen a lemezsarok környékét kinagyítottuk. A program megadja a legnagyobb repedéstágasságot is (1,7 mm). A fajlagos hajlítónyomaték

egy metszetét és az egyik lemezszél lehajlási ábráját a 6.b ábra mutatja. A várakozásnak megfelelően a maximális hajlítónyomaték kis mértékben csökkent, de a konzolsarok lehajlása erőteljesen, 70%-kal nőtt.



6. ábra. A kialakuló repedések a kinagyított tartományban (a) valamint az m_y fajlagos hajlítónyomaték [kNm/m] és a lehajlás [mm] egy-egy metszetben (b)

4. KÖVETKEZTETÉSEK

Ma a mérnökök számára könnyen elérhető programrendszerek a korábbi lehetőségeknél sokkal jobb modellek használatát is lehetővé teszik. Az igénybevételek szingularitásai környezetében lokálisan sűríteni kell az elemfelosztást, de a legkisebb méretet nem érdemes ésszerű érték alá csökkenteni, mert a repedések úgyis átrendezik azt. Az elmozdulásokat jelentős mértékben befolyásolja a megtámasztások modellezése, de ennél sokkal nagyobb hatása lehet a repedések kialakulásának.

A cikkben használt legpontosabb modellel a maximális lehajlás a korábban számolt értéknek több mint kétszerese lett, de még így is az épületnél mért maximális lehajlásnak csak kb. kétharmadát kaptuk. Ezt a különbséget az adatokban meglévő bizonytalanságok is indokolhatják: hiszen a (Gáspár és Tassi, 1971) cikk nem adta meg a vasalás adatait, az anyagminőségeket és a szerkezetre korábban ható terheket sem ismerjük.

5. IRODALOM

- Bojtár I. és Gáspár Zs. (2003), „Végeselem módszer építőmérnököknek” Terc, Budapest
- Dulácska E. (1970), „Saroklemez”, *Mélyépítéstudományi Szemle*, Vol. XX, No. 6, pp. 274-275.
- Gáspár Zs. és Tassi G. (1971), „Vasbeton sarok-konzollemez számítása és vizsgálata”, *Mélyépítéstudományi Szemle*, Vol. XXI, No. 4, pp. 178-180.
- Kirchner I. (2010), „A végeselemes közelítések hatásainak elemzése, avagy nem mindegy, hogy milyen hálót és elemtípust használunk”, *Építés-Építéstudomány*, Vol. 38, No. 1-2, pp. 57-74.
- Kollár L. (2008), „Bevezetés a tartószerkezetek tervezésébe”, *Műegyetemi Kiadó, Budapest*
- FEM-Design 14 Felhasználói kézikönyv* (2014) StruSoft Kft., Budapest

RAJZOK ÉS RAJZOLÁS AZ ÉPÍTŐMÉRNÖKI GYAKORLATBAN

Dr. Imre Lajos ny. KTI laborvezető

Arany János u. 18.

2013 Pomáz

ÖSSZEFOGLALÁS

Minden szakterületen az ott végzett tevékenységben vannak olyan munkarészek, melyek fontossága akkor derül ki igazán, ha azokat nem, vagy csak hiányosan készítik el. Az építőmérnöki munkában ilyen a megfelelő részletességgel elkészített terv. Ezekkel kapcsolatos nézeteinket egykori tanárunk: dr. Tassi Géza professzor 90. születésnapja tiszteletére fejtjük ki az alábbiakban. Gondolataimhoz, az ünnepelt köszöntésére néhány korábbi rajzomat is csatolom.

SUMMARY

On all field of professional activities there are part tasks which importance could only get attention if it wasn't performed or was only insufficiently made ready.

In the civil engineering there are activities such the sufficiently detailed technical drawings based on precise data.

1. A RAJZ MÁSSAL NEM HELYETTESÍTHETŐ.

„*A mérnök nyelve a rajz.*”, mondta nem egyszer dr. Korányi Imre, I. sz. Hídépítéstani Tanszék (később: Acélszerkezetek Tanszék) akkori professzora, amikor a 60-as évek első felében az acélszerkezetek szaktárgyra oktatott bennünket. E mondatának igazságát nem is vitatta közülünk senki, csak a megvalósítás döcögött néha. Tudtuk és tapasztaltuk, hogy míg a humán jellegűnek nevezhető tantárgyakat, mint az Építésszervezés című tárgyban rögzített ismeretek, eléggé egyértelműen lehetett szóban rögzíteni, elsajátítani, érvekkel alátámasztani, egy tartószerkezetet a követelményeknek megfelelően megépíteni, egy tereprendezést a követelményeknek megfelelően hatékonyan elvégezni, tervrajzok és az ezekkel együtt készített műszaki leírások nélkül gyakorlatilag lehetetlen. A nyelvi leírások mellett (annak fontosságát nem vitatva) a közlés másik területének, a látható formák, méretek rajzi bemutatása, rajzi megadásának a mellőzésével a készítő szerkezet, vagy műtárgy teljes értékű megadása nem lehetséges. Nem beszélve arról, hogy bizonyos részleteknél jelentkező problémák, mit például egy rácsos acél tartószerkezet csomópontjai, kötőelemeknél azok szükséges mérete, darabszáma, a csatlakozó rudak végeinek helyes kialakítása kizárólag a léptékelyes ábra elkészítése során határozható meg.

2. A MŰSZAKI RAJZ KÉSZÍTÉSÉNEK FEGYELMEZŐ HATÁSA.

A tervezés irányítójának már a tervezés kezdetén meg kell határoznia a szerkezet, vagy műtárgy azon részeit, melyek hibátlan elkészítése azok biztonságos, céljuknak megfelelő használhatóságát és ennek megfelelőségét alapvetően befolyásolják. A műtárgynak azonban önmagának is jó belső folytonossággal kell rendelkeznie. Ha ennek feltételei akár teherbírási, akár alakváltozási szempontból várhatóan nem teljesítik azt a feltételt tervezési hiba gyanújára kell a terven vizsgálatot végezzünk. Helyesnek tartjuk tehát műszaki felsőoktatásunk azon gyakorlatát, amelyik tanév közben is számos terv-feladattal segíti a hallgatók szemléletét, hogy az a hibákra gyakorlottá váljon.

3. NAGY TUDÁSÚ ÉS GYAKORLATÚ ÉPÍTÉSZ VÉLEMÉNYE A HELYSZÍNI VÁZLATOK HASZNÁRÓL

Köztudott dolog, hogy az eredeti alkotói szándékhoz való lehetséges ragaszkodás a műemlékek, nem utolsó sorban a népi építészeti emlékek esetében fontos követelmény. Én, dr. Gilyén Nándorral közösen készülő, erdélyi népi építészeti témájú könyvünk kapcsán találok komolyabban ezzel.

E kérdésekkel kapcsolatban beszélgettem egyszer a 70-es évek első felében Kolozsvárt idősebb Kós Károllyal, akinek az alábbi volt a véleménye:

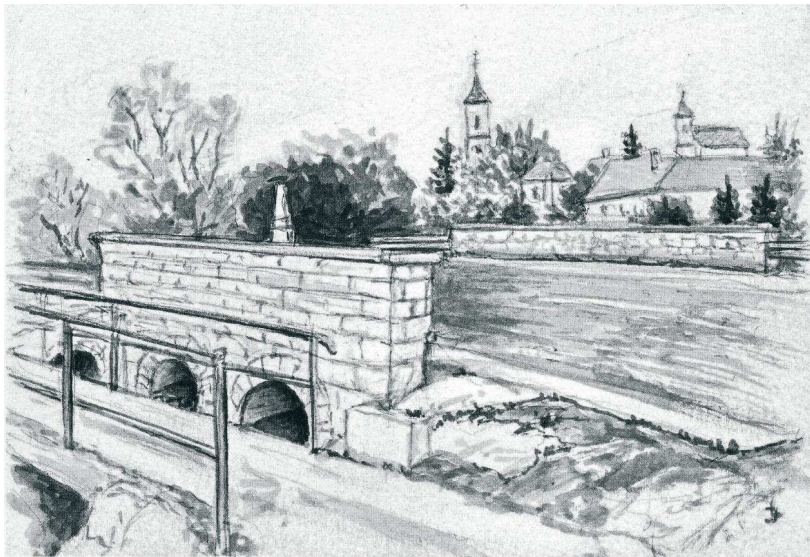
„Lehet jó egy fénykép az eredeti kis részletek rögzítésére, de a valóság, - épület, vagy műtárgy csak akkor lesz élő számodra, ha azt helyszíni rajzolásoddal magad is átélted, részeddé tetted.”

Kós Károly tanításának igazságát tanúsították az építőmérnök-oktatásban dr. Pogány Frigyes professzor előadásai. Ő hangsúlyozta a mérnöki létesítmények kedvező megjelenítésének fontosságát. E cél elérésének kiváló eszközeként mutatta be a jó rajzi megjelenítést. A mai és jövőbeli hallgatók esztétikai fejlődését szolgálná Pogány professzor hagyatékának avatott kezű és szellemű visszahozása az oktatásba.

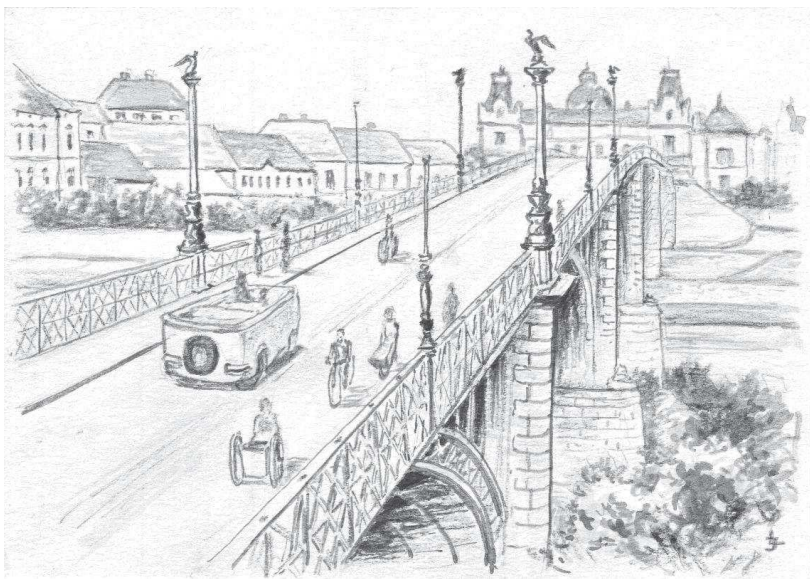
4. PÉLDÁK

A csatolt rajzok az alábbi hidakat ábrázolják:

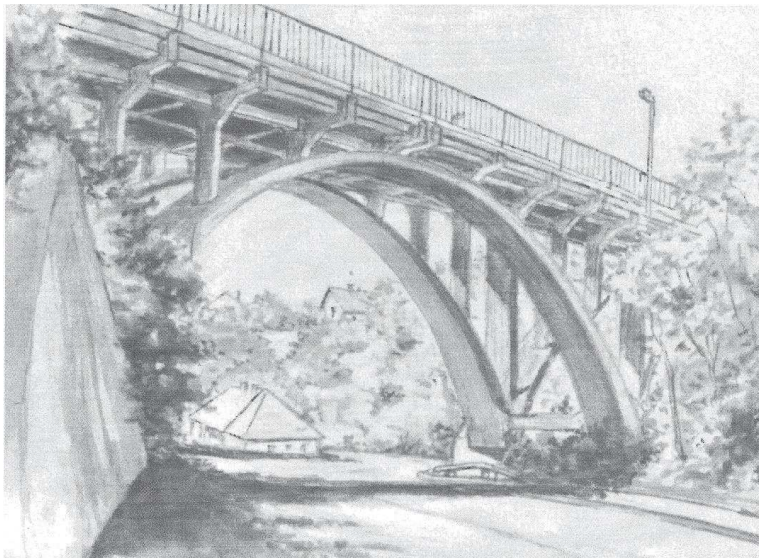
1. Kétnyílású közúti kőhíd Úny községben (Pest megye)
2. Szeged belvárosi Tisza hídja a II. világháborúig
3. Veszprémi Séd-híd kisebbik nyílású íves főtartói
4. Simontornyai Sió-híd
5. 6. sz. főút hídja Dunaújváros térségében
6. Sárvári Rába-híd



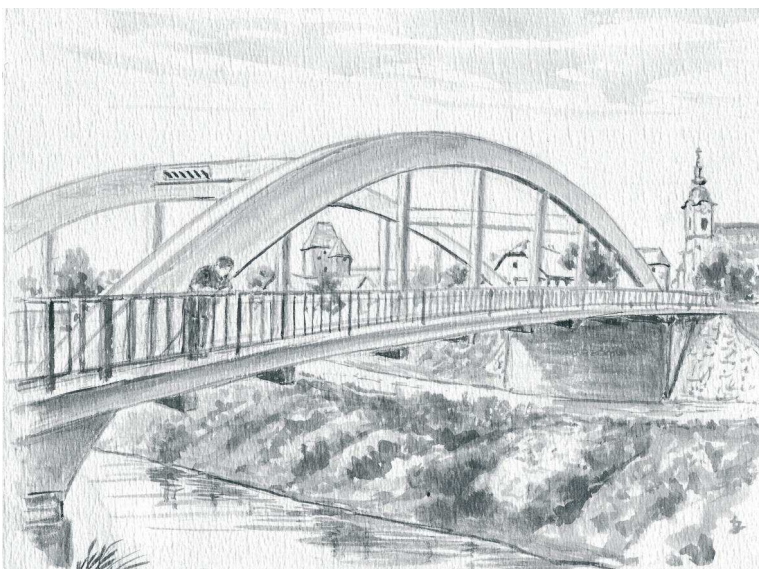
1. Kétnyílású közúti kőhíd Úny községben (Pest megye)



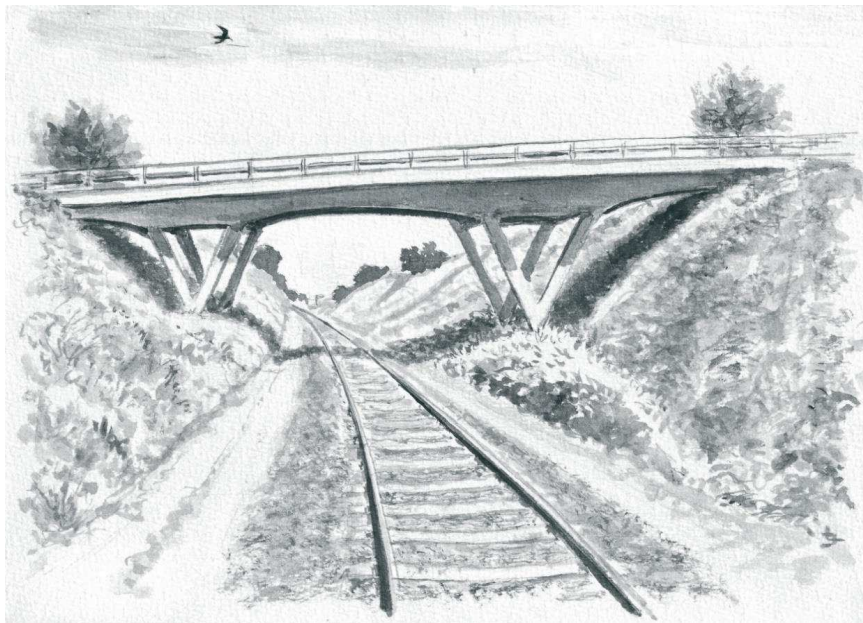
2. Szeged belvárosi Tisza hídjá a II. világháborúig



3. Veszprémi Séd-híd kisebbik nyílású íves főtartói



4. Simontornyai Sió-híd



5. 6. sz. főút hídja Dunaújváros térségében



6. Sárvári Rába-híd

HERKULESFÜRDŐ RÉGI KŐHÍDJA

Dr. Jancsó Árpád

Aleea F.C. Ripensia nr. 19. ap. 33

RO 300.584 Timșoara

THE OLD STONE BRIDGE OF HERKULESFÜRDŐ

SUMMARY

Herkulesfürdő (HU), Herkulesbad (D), Băile Herculane (RO) was a small town of spas famous of its hot springs and marvellous surrounding in Hungary close to the that time Romanian border. It lived its golden age during the Austro-Hungarian Monarchy. Since 1920 it has belonged to Romania. The double bay vault stone bridge decorated with a covered colonnade over river Cserna is the most famous structure in the town. This article is about the history of the construction of this bridge.

ÖSSZEFOGLALÁS

Herkulesfürdő a történelmi Magyarország délkeleti határa mellett fekvő híres fürdőhely. Gyógyító erejű hőforrásait már a római korban ismerték, használták. Ennek sok tárgyi emléke maradt fenn. A birodalom bukásával a fürdőkultúra és a régi fürdők is feledésbe merültek és a hosszú középkor egyáltalán nem kedvezett az ókorban annyira divatos testkultúrának. A gyógyforrásokat talán néhány, a vadonban bóklászó pásztor vagy családja használhatta hébe-hóban. A gyógyvizeket a Délvidék török hódoltság alóli felszabadítása után fedezték fel újra. Az 1718-as pozsareváci béke folytán a Maros, Tisza, Duna és Kárpátok közötti terület a Temesköz, vagy ahogyan az osztrákok elnevezték Temesi (Temesvári) Bánát/Bánság Habsburg uralom alá került. A térségben a XVIII. században még kétszer dúlt háború a császári hadak és az Oszmán Birodalom között. A Mehádia melletti meleg forrásokat Bánát sorrendben második kormányzója, Hamilton gróf kezdte el kiépíteni (ekkor még nem létezett Herkulesfürdő). Johann Andreas Graf von Hamilton altábornagy (Bécs, 1679 – Bécs, 1738) Claudius Florimund von Mercy gróftól 1734-ben vette át a Temesi Bánság katonai parancsnokságát és egyben az „Adminisztráció” elnöki tiszttét, melyeket haláláig töltött be. Bánátot még néhány évtizedig kormányozták a bécsi udvar által kinevezett katonák. Csak 1779-ben került vissza Magyarországhoz, azonban a határ menti területek a Mária Terézia királynő rendeletére megszervezett határőrezredek kebelében maradtak. Még majdnem egy újabb évszázad telt el, míg a katonai határőrvidéket is megszüntették. Ez a magyarázata annak, hogy a gyógyító vizű források hasznosítását a katonai kormányzat kezdte el. Megépültek az első fürdőházak. Az évtizedek múltával az arisztokrácia is felfedezte a fürdőhelyet, melynek neve eleinte még a „Mehádia melletti fürdők” volt, majd a lassan megerősödő polgárságnak is kedvelt üdülőhelyévé vált. A keleti környezetbe a nyugatot meghonosító fürdőhely, mely már Herkulesfürdőként szerepelt, a környező Havasalföld és Szerbia úribb népének is kedvelt fürdővároskája lett. Az igazi felvirágzást, a modern fürdővárosi kiépítést és rangot azonban az osztrák-magyar kiegyezés hozta meg a kis településnek. Egyre-másra épültek a szebbnél-szebb szállodák, villák, fürdőhelyiségek. A kies völgyet kialakító Cserna folyón több híd szolgálta az átkelést. A fürdőváros máig

emblemikus, régi metszeteken, könyvlatokon, képeslapokon, fényképeken gyakran ábrázolt hídja a régi fürdőtelepet (a XVIII. századbelt) az újjal (a XIX. századbelt) összekötő kőhíd. Terjedelmi okok miatt itt most sajnos nem térhetek ki e híd grafikus ábrázolásainak részletezésére, mely egy külön értekezés témája lehetne, csak néhány jellegzetes régi képet mutatok be.

A fürdőváros nagyszámú leírásában (főleg a maiakban) számos tévedés, legenda, mese lengi körül e hidat. A szerzők tárgyismeret hiányában a hasukra ütnek, aztán... Mondják római hídnak, egyesek töröknek, stb., pedig története nem is annyira titokzatos, építésének körülményei után sem kell „titkos” levéltárakban kutakodni. Csak el kellene olvasni a híd tervezőjének és építőjének írását az osztrák mérnök- és építész egyesület 1867. évi hetedik füzetében. A híd tervezéséről és építéséről Wilhelm Doderer, a bécsi Polytechnikum (műegyetem) professzora írt kimerítő beszámolót „Der Umbau des Karolinenbades und die Verbreiterung der steinernen Brücke zu Herkulesbad” címmel.

A tervezőről érdemes megemlíteni néhány érdekes adatot, hisz nevéhez kötődik Herkulesfürdő néhány jellegzetes, a fürdőváros arculatát meghatározó épülete, de ő készítette el I. Károly román király szinajai kastélyának első terveit is.

Carl Wilhelm Christian Doderer 1825-ben született Heilbronnban, az akkori Württemberg Királyságban és 1900-ban hunyt el Bécsben. Kőfaragó- és kőműves-tanulmányai befejeztével a stuttgarti Polytechnikumon folytatta tanulmányait, itt tette le az államvizsgát, majd a berlini építészakadémián és a szépművészeti akadémián tökéletesítette tudását. Útja ezután a császárvárosba vezetett. Bécsben neves építészek műtermében dolgozott. 1851–1866 között építészeti és díszítőművészetet tanított a morvaországi Klosterbruck bei Znaim (ma Znojmo, Csehország) hadmérnöki akadémián.

1866-ban a bécsi Politechnikai Intézet magasépítési és építészeti professzori székét foglalja el. Kétszer volt az Építéstudományi Kar dékánja, majd egy évig az egyetem rektora. Halála előtt négy évvel, 1896-ban ment nyugdíjba. 1877-ben lovaggá ütötték. Ezentúl dukált a „von” szócska a neve előtt.

Elméleti tevékenysége mellett számos épületet tervezett. Kedvelt stílusa a historizmus volt és több monumentális épületet tervezett Ausztria határain kívül: például a petrinai (akkortájt Magyar Királyság, ma Horvátország) tanítóképzőt (1871), a herkulesfürdői kaszinót, fürdőépületeket (1883–1886), villákat. Nagyon jó viszonyban volt a fürdő bérlelőjével (Herkulesfürdő tulajdonosa a magyar államkincstár volt), Tatarczy Károllyal, akinek a villáját is ő tervezte meg 1881-ben (a kivitelező a temesvári Reitter Ede volt). Herkulesfürdői tartózkodásakor Erzsébet királyné, Sissi is ebben a villában szállt meg. Említésre érdemes, hogy Doderer két fia az Osztrák-Magyar Monarchia nagynevű építőipari vállalkozását hozta létre és a monarchia leggazdagabb polgárainak sorába küzdötték fel magukat.

Visszatérve a híd történetére, elmondhatjuk, hogy az első kőhidat valószínűleg a katonaság építette. Építéséről nem találtam dokumentumokat, azonban lehetséges, hogy még előkerülhetnek a ma még lappangó részletek. Két nyílású, boltozott téglahíd volt, melynek mederpillére a Cserna kis sziklaszigetén állt. A bal hídfő sziklán, a jobb oldali pedig kemény kavicságyon nyugodott. Alaprajzban tompaszöveget alkotott. A jobb boltív 16,40 méter, a bal boltív 11,80 méter nyílással rendelkezett. Vastagságuk 80 centiméter volt. A pillér magassága 4,70 méter, a hidszélesség pedig 5,70 méter volt. A híd közelében, a bal parton magasodott a díszes Ferenc József udvar, melyet fedett kolonnád kötött össze a Gyógycsarnokkal (németül

Cursaal) és a Rudolf udvarral (az udvar szóval itt a szállodakomplexumot jelölték). Itt szálltak meg az igényesebb és természetesen vastagabb pénztárcájú fürdővendégek. Közvetlenül a híd mellett, a jobb parton szerénykedett a XVIII. században épített, akkoriban már elég rozoga állapotba került Karolina fürdő. A jobb parton a régi épületek sorakoztak, ahol a kevésbé igényes vendégek szálltak meg, de itt bugyogott fel a mélyből a legtöbb gyógyforrás is. Szintén e részen álltak az igazgatósági épületek is. Az átépítés előtti állapotot Doderer rajzlapján az első ábra (Fig. 1.) ábrázolja. Jól látszik, hogy a nyolc kabinos Karolina fürdő hosszanti frontja a híd befolyási oldalának mintegy meghosszabbításában, mélyen benyúlt és keresztelte a régi központ épületeinek vonalát. Orommagassága csak 2,20 méterre húzódott az utca szintje felett. Utca felé néző oldala nagyon „szegényes, mint egy oláh kunyhó” (W. Doderer). A kabinokhoz egy két öl (3,80 méter), a mélybe vezető rozoga lépcsőn lehetett jutni. Mindez szöges ellentétben volt a magának európai hírnevet szerzett fürdőhely luxusával. Doderer a Karolina-fürdő roskatag állapotára és átépítésének szükségességére a díszes Ferenc József udvar tervezése kapcsán hívta fel a figyelmet. A fürdőigazgatóság ezek után a Karolina-fürdő teljes átépítésének megtervezését is Wilhelm Dodererre bízta. Az építész figyelmét természetesen nem kerülte el a két létesítmény (Karolina-fürdő és Ferenc József udvar) között fekvő, a fürdővároska fényéhez már nem méltó, amúgy is túl keskeny Cserna-híd tarthatatlan állapota. Ezért a Karolina-fürdő átépítését a híd szélesítésével és csinosításával kötötte össze.



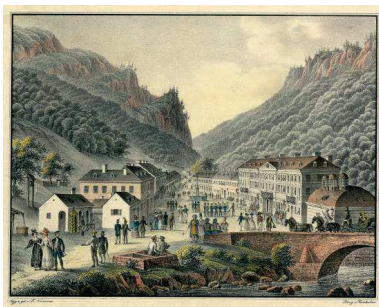
1. és 2. ábra. Ludwig Erminy két rajza Herkulesfürdő régi kőhídjáról. Megjelent az Adolph Kunike által kiadott „Donau-Änsichten...” díszalbumban, 1826-ban. Kőrajzoló: F. Wolf

A tervezés során több megoldandó feladatot kellett figyelembe venni.

- Az újonnan épített fürdőkomplexumok generálta megnövekedett forgalom megköveteli a fürdővároska régi és új részét összekötő, meglévő híd kiszélesítését.
- Az új szállodák vendégei a Cserna bal partján lévő hévízfürdőket fedett és csukott folyosón közelíthessék meg.
- Az egyébként szolid, de szűk, felültnetben középen tompaszögben megtört híd esztétikailag kifogásolható, tehát javítani kell rajta.
- Bár a szomszédos Karolina-fürdő állékonysága megfelelő, berendezése idejétmúlt, primitív és leromlott állapotú. Átépítése szükséges, építészetileg a szomszédos Elisenbaddal megfelelő szintre kell hozni.

Az említett együtttest egységes megjelenést biztosítva kellett tehát átépíteni. Ezt a feladatot végezte el Doderer. A meglévő utcafront, az utca alatta lévő, boltozott hideg és hőviztárolók, valamint a régi híd szöge az átépítés megváltoztathatatlan feltételeit képezték. A régi híd szögét a tervező lekerekítette.

A szükséges ív sugarát a nagyobbik nyílás alaprajzának tengelye és a híd balparti szélessége függvényében állapította meg, mégpedig 16 öl és 5 lábban (31,92 m). A hídszélesség megállapításába természetesen beleszót a folyóban lévő sziklasziget, melyre a középső pillér épült. A híd befolyási oldalán tervezett, fedett kolonnád számára a befolyási oldalt is ki kellett szélesíteni. A nagyobbik nyílás esetében a befolyási oldalon a szélesítés 3 láb 6 hüvelyk, a kifolyási oldalon 1 öl, 2 láb, 6 hüvelyk (összesen tehát 2 öl azaz 3,80 méter). A hídszélességet úgy kellett megállapítani, hogy a híd hossz tengelyének iránya minél jobban megközelítse a főter hossz tengelyének irányát. A nagyobb szélesítésnek a Karolina-fürdő, valamint a már említett főter alatt lévő boltozott víztárolók szabtak határt. A kisebb nyílásnál az új épületek utcafrontjának vonala és a régi híd alakja miatt a szélesítés állandó értékkel nem volt lehetséges, ez a hossz tengelyen haladva más-más értéket kapott. A szélesítés után a híd szélessége 5 öltre, azaz 9,48 méterre nőtt (a nagyobb nyílás közepén mérve). A kisebb nyílás szélessége az ív közepén 9 méter.



3. ábra. Herkulesfürdő régi főtere a híd jobb parti kifolyási oldalával, a XIX. század első felében. Neumann, F. rajza után kőre metszette Joseph Kriehuber



4. ábra. A régi híd befolyási oldala (a bal parti nyílás). J. Sands acélmetszete Thomas Ender rajza után (1842)

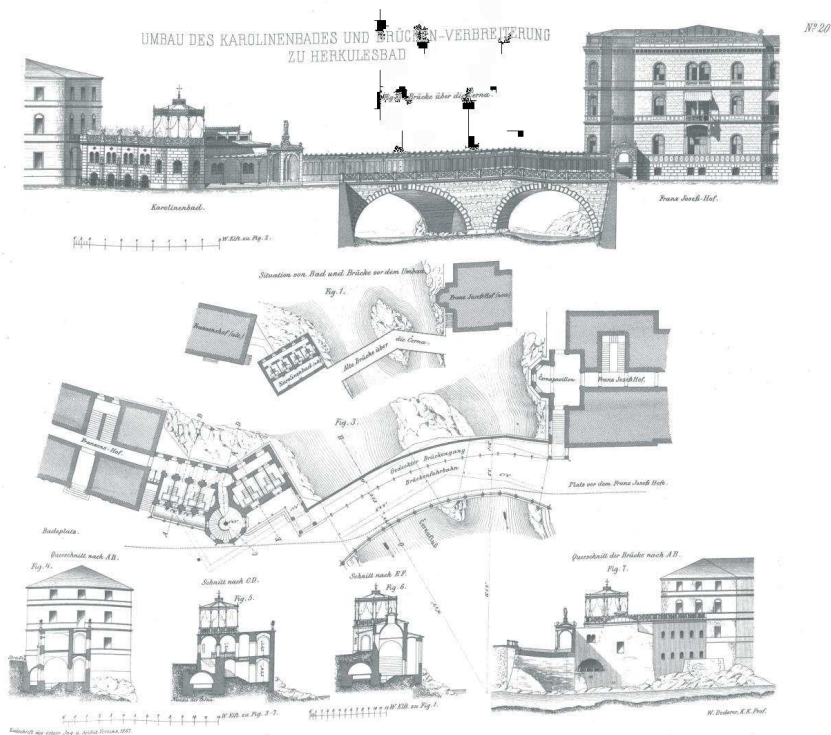
A kolonnád mindkét szélén egyenes és csak a híd közepén követi a híd ívét. A homlokzati boltívek kiegészítéseit mind a befolyási, mind a kifolyási oldalon durván megmunkált kváderkövekből (németül bossierten Quadern) alakították ki. A homlokzat falazatkiegészítéseinek anyaga felváltva vágottkő és téglá. A többi boltozatkiegészítés, a régi hídhoz hasonlóan, téglából készült. A régi és új boltozat együttműködését a híd teljes szélességében nyolc keresztirányú kötővel biztosították. A szélesítés alapozása nem okozott különösebb gondot, mert a meder anyaga, melyre az új alap épült, szikla. A szikla felületét, melyre a boltozatszélesítést alapozták, először puskapor segítségével robbantották, az így keletkezett egyenetlen felületet pedig portlandcement-betonnal egyenlítették ki és tették vízszintessé. Erre az egyenetlen rétegre kerültek az ív vállkövei. A legmagasabb vízszintig a pillér is kváderkövekből épült.

A herkulesfürdői kőhid érdekessége a befolyási oldalon épült fedett kolonnád. Ennek szabad nyílása 2,4 méter. A befolyási oldalon a kolonnádot egy 30 cm vastag fal határolja, melyre az oszloporsó folyosó tetőszerkezete támaszkodik. E fal nyújt védelmet a völgy felső fertályából alásvívó hideg szelek ellen. A fedett folyosónak híd felőli oldalát öntöttvas oszloporsó szegélyezi. Az oszlopkonzolokra csavarral rögzítették a szelemeneket és a tetőszerkezetet. A párkány csatornáját virágok díszítették.

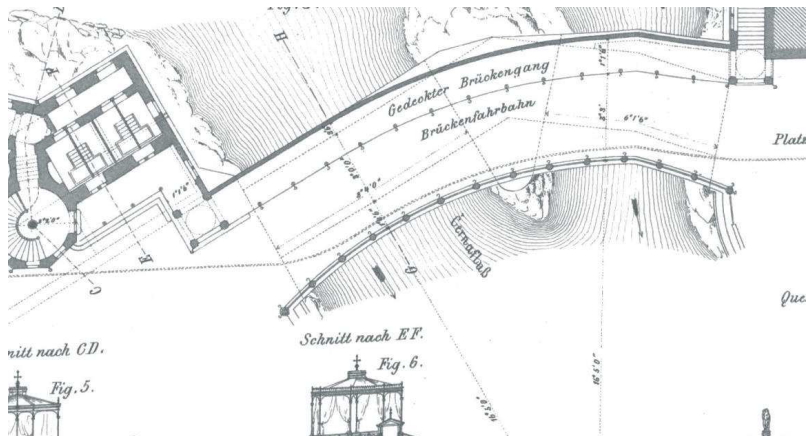
A fedett folyosó minkét végén egy-egy hasított kőből épített négyszög formájú, díszes oromfalú sarokpavilon alakítottak ki. A jobbparti pavilont Omphale lydiai királynő (Herkules ágyasa) 2,2 méter magas szobra, a bal parton állót pedig nagyméretű váza díszíti. A bal parti pavilonon át, 14 fokos lépcsőn lesétálva a Ferenc József udvar északi előcsarnokába jutunk. A jobbparti pavilonból a fürdővendégek az átépített Karolina-fürdőbe juthattak.

A híd, a Karolina-fürdő sarokpavilonja és az oromzatok építéséhez 4000 köbláb hasítottkővet használtak fel. A kőfaragó- és a szobrászmunkák, valamint az öntöttvasból készített épületelemek eléggé megemelték az építési költségeket. Maga az Omphale-szobor ára 3000 forintot tett ki. A híd és a Karolina-fürdő átépítésének összköltségét a tervező 39000 forintban adta meg.

Az ismertetett adatokon kívül poros polcokon pihenő iratkötegekben bizonyára lappanganak még érdekes adatokat hordozó rajzlapok, számítások, munkajelentések. Felfedezésük, ha majd a későbbi kutató kezébe kerülnek, biztosan nagy örömet fognak szerezni a technikatörténet iránt érdeklődőknek. Addig is be kell érünk a már kibányászott adatokkal, amelyeket most újra a köztudatba hozunk. Ez az írás is ezt célozta meg.



5. ábra. Wilhelm Doderer cikkének ábrája a "Zeitschrift des österreichischen Ingenieur und Architekten Vereins" 1867/7. füzetéből



6. ábra. Részlet a hídszélesítés felülnézetével



7. ábra. A híd fedett folyosója az Omphale-szoborral díszített pavilonnal és a Karolina-fürdővel (képeslap a XIX. sz. végéről)



8. ábra. Carl Wilhelm von Doderer

HIVATKOZÁSOK

Doderer, W. (1867): “Der Umbau des Karolinenbades und die Verbreiterung der steinernen Brücke zu Herkulesbad”, *Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur und Architekten Vereins*, Heft 7, Wien, 1867, pp. 113–114.

Jancsó Á.: Az Alduna ábrázolásai a XIX. században (kézirat).

<http://www.architektenlexikon.at/de/1036.htm>.



9. ábra. A híd kifolyási oldala a volt Ferenc József udvarral.
Képeslap 1963-ból

ALKÁLI-KOVASAV REAKCIÓ A BETONBAN

Dr. Kausay Tibor

BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék

1111 Budapest, Műgyetem rkp. 3.

ÖSSZEFOGLALÁS

Az alkáli-kovasav reakció egyes beton-adalékanyagok kovasav-részecskéi és az alkálifém-oxid dús cementek hidratációs termékében lévő alkálifém-hidroxidok reakciójának megnevezése. Nevezik alkáli-szilika reakciónak is. Az alkáli-kovasav reakció kialakulásához hosszú évek, akár évtizedek kellenek. Az így károsodott, összeropedezett betont javítani nem lehet.

1. FOGALMAK

Alkálifémek: A periódusos rendszer I. főcsoportjába tartozó elemek a hidrogén kivételével, például nátrium, kálium.

Alkáli, alkáliák: Az alkálifémek oxidjainak és hidroxidjainak neve.

Kovasavak: Szilícium ásványai (H_4SiO_4 , H_2SiO_3), amelyek sóit szilikátoknak nevezzük.

Szilikátok: Szilícium-n-oxidot (SiO_n) tartalmazó kőzetalkotó ásványok elnevezése, a kovasavak sói.

Szilika: Amorf szilícium-dioxid (amorf SiO_2), amorf víztelenített kovasav, amorf kovasav-anhidrid.

Normalitás (normálkoncentráció): Az 1 liter oldatban foglalt oldott anyag egyenértékeinek száma. Valamely oldat 1 normális, ha 1 liter oldatban 1 egyenérték anyagot oldottunk fel (ekv/dm^3).

Elemek egyenértéke: Az elemek egyenértéke az a szám, amely megmutatja, hogy az elemek mekkora mennyiségei képesek 1,008 g hidrogénnel (vagy 8,000 g oxigénnel, illetve 3,000 g szénnel) vegyülni, vagy azt helyettesíteni. A grammban kifejezett egyenérték a g-egyenértéktömeg. (Tökés, Dónáth-Nagy, 2002)

2. ALKÁLI-KOVASAV REAKCIÓ KIALAKULÁSÁNAK JELEI

Az alkáli-kovasav reakció kialakulásának makroszkópikus és mikroszkópikus jelei vannak: az alkáli-kovasav reakció folytán fellépő duzzadások következtében ébredő húzófeszültségek meghaladják a beton húzószilárdságát, a beton felülete hálósan összeropedezik, helyenként kitöreдеzik vagy tölcsérszerűen hámlik, az összeropedezett beton elveszti a szilárdságát. A keletkező alkálifém-metaszilikát gél a beton felületén a repedések mentén megjelenik. A gél-

cseppek eleinte tiszták és higan folynak, később zavarossá és sűrűbbé válnak, a levegő CO₂-tartalmával alkáli-karbonátot képeznek.

3. ALKÁLI-KOVASAV REAKCIÓT KIVÁLTÓ ÉS ANNAK VESZÉLYÉT CSŐKKENTŐ FELTÉTELEK

Az **alkáli-kovasav reakció** kedvezőtlen körülmények között léphet fel, ha az adalékanyag szemekben levő alkáli-érzékeny ásványok kovasav részecskéi (SiO₂·n·H₂O) a szilárd beton pórusvizében található vagy külső forrásból a betonba kerülő alkálifém-hidroxidokkal (NaOH, KOH) alkálifém-szilikátoldatok képződése mellett reagálnak. Ekkor meg nem szilárduló, gélyszerű, vízfelvétele és duzzadásra hajlamos alkálifém-metaszilikát (nátrium esetén vízüveg) keletkezik (Balázs, Csányi, 1996):



ahol M az alkálifém jele, általában nátrium (Na) vagy kálium (K).

Az alkáli-kovasav reakció fellépése és folyamata az alkáli-érzékeny adalékanyag szemek fajtájától, mennyiségétől és nagyságától, a pórusvíz alkálifém-hidroxid-tartalmától, valamint a szilárd beton nedvességétől és hőmérsékletétől függ.

A kis víz/cement tényező általában tömörebb beton szövetszerkezetet eredményez, ezáltal az alkáliák diffúziója a kovasav részecskékhöz csökken, és behatolása a külső forrásokból nehezebbé válik, ami a beton ellenálló képessége szempontjából kedvező; ugyanakkor kisebb lesz a beton pórus- és pórusvíztartalma, miáltal a pórusvíz ionkoncentrációja és pH-értéke kedvezőtlenül megnövekszik.

Az alkáli-érzékeny ásványok kovasav részecskéinek az oldódása a pórusvíz pH-értékétől (lúgosságától) függ: az oldódás pH \geq 12,0 értéknél elkezdődik, és pH > (13,0 – 13,5) értéknél jelentősen felgyorsul. Az amorf ásványok oldhatósága (mmol/liter) a kristályos ásványok oldhatóságának több mint kétszerese is lehet.

A nedves környezet kedvez az alkáli-kovasav reakció kialakulásának, amely ezért a szabadban lévő építmények esetén gyakoribb. Az alkáli-kovasav reakció fellépéséhez 20 °C hőmérsékleten általában legalább (80-90) % relatív páratartalom szükséges. Belső térben az alkáli-kovasav reakció például ipari padlóburkolatokban léphet fel, ha a talajnedvesség a kapillárisokban felemelkedik. Az alkáli-kovasav reakció szempontjából a beton váltakozó átnedvesedése és kiszáradása veszélyesebb, mint a beton állandó nedves állapota.

Alkáli-érzékenyek az amorf, a kriptokristályos (<10 µm méretű) és a kristályrács-hibás kvarc (SiO₂) ásványok, mint például az opál, krisztobalit, kalcedon, amelyek kavics, homok, opál-homokkő, grauwacke-homokkő, flint (tűzkő), kovás mészkő, kvarcit **adalékanyagokban** egyaránt előfordulhatnak. A savanyú mélységi kőzetek (például gránit) és a savanyú kiömlési kőzetek (például riolit, dácit) csak ritkán alkáli-érzékenyek, a kevésbé savanyú (például

andezit), illetve bázisos kiömlési kőzetek (például bazalt) pedig általában nem alkáli-érzékenyek.

Ismeretlen összetételű **újrahasznosított adalékanyag** alkalmazása esetén meg kell győződni arról, hogy az alkáli-kovasav reakcióra nem érzékeny.

Az alkáli-kovasav reakció a nagy alkálitartalmú **cementekkel** készített betonok esetén jöhet létre. A cementek alkálitartalmát nátrium-oxid egyenértékben fejezzük ki [MSZ EN 196-2]:

$$\text{Na}_2\text{O}_{\text{egyenérték}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \times \text{K}_2\text{O}, \quad [\text{tömeg}\%], \text{ ahol}$$

Na_2O	cement nátrium-oxid tartalma [tömeg%]
K_2O	cement kálium-oxid tartalma [tömeg%]

Építmények hosszú idejű megfigyelésének tapasztalata szerint $\leq 0,6$ tömeg% nátrium-oxid egyenértékű cementek esetén az alkáli-kovasav reakció ritkán lép fel.

A beton cementből származó alkálitartalmát a beton cementtartalmából (m_C) és a cement nátrium-oxid egyenértékéből kell kiszámítani:

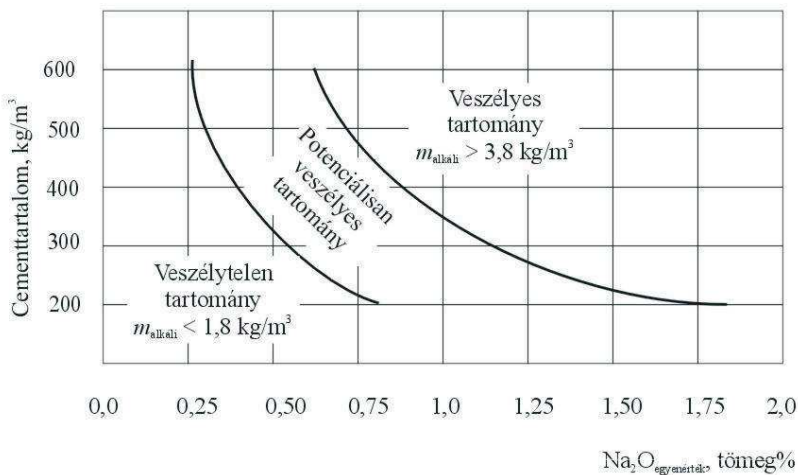
$$m_{\text{alkáli}} = m_C \times \text{Na}_2\text{O}_{\text{egyenérték}} / 100 \quad [\text{kg}/(\text{beton m}^3)]$$

Opáltartalmú adalékanyagok esetén a cement okozta alkáli-kovasav reakció létrejötte szempontjából általában veszélytelen, ha a beton alkálitartalma ($m_{\text{alkáli}}$) kevesebb mint 1,8 kg/(beton m³), és veszélyes, ha több mint 3,8 kg/(beton m³) (Stark, Wicht, 2013). A cementből származó alkáli-kovasav reakció potenciálisan veszélyes beton-alkálitartalmának tartományát adott cementfajta és adott adalékanyag fajta esetén grafikusán is meg lehet jeleníteni (1. ábra).

Alkáli-kovasav reakció veszélye esetén elsősorban a következő kis alkálitartalmúnak tekinthető cementek alkalmazása ajánlott (DAfStb Alkali-Richtlinie, 2013):

- a CEM I és a CEM II portlandcement (a CEM II/B-S kohósalakportlandcement kivételével), ha a nátrium-oxid egyenértéke $\leq 0,6$ tömeg%;
- a CEM II/B-S kohósalakportlandcement, ha a nátrium-oxid egyenértéke $\leq 0,7$ tömeg%.
- a CEM III/A kohósalakcement, ha a kohósalaktartalma ≤ 50 tömeg% és nátrium-oxid egyenértéke $\leq 0,95$ tömeg%, valamint ha a kohósalaktartalma > 50 tömeg% és nátrium-oxid egyenértéke $\leq 1,1$ tömeg%;
- a CEM III/B kohósalakcement, ha a nátrium-oxid egyenértéke $\leq 2,0$ tömeg%.

A kohósalak- vagy pernyetartalmú cementek, vagy kohósalak, pernye, trasz, szilikapor **kiegészítőanyagok** megfelelő alkalmazásával biztosítani lehet, hogy a póruszvíz pH-értéke 13,0-nál ne legyen nagyobb, és az alkáli-kovasav reakció okozta duzzadás mérsékelt legyen.



1. ábra Példa a cementből származó alkáli-kovász reakció létrejöttének valószínűségének tartományára a beton alkálitartalma ($m_{\text{alkáli}}$) függvényében (Stark – Wicht, 2013)

Alkáli-kovász reakcióra hajlamos adalékanyag alkalmazása esetén a CEM I portlandcementtel készült beton duzzadásánál általában kisebb a CEM II/A-LL mészkőliszt-portlandcementtel készült beton duzzadása, de annál is kisebb a szilikapor vagy pernye tartalmú betonok duzzadása. A CEM III/B kohósalakcementtel készített beton duzzadása várhatóan a legkisebb [Cem+Suisse, 2005].

A betonhoz kevert összes kiegészítőanyag – függetlenül attól, hogy I. vagy II. típusú, a pernye kivételével – alkálitartalma ne legyen több, mint $m_{\text{alkáli}} = 600 \text{ g/(beton m}^3\text{)}$.

Pernye kiegészítőanyagot korlátok nélkül szabad alkalmazni, ha mennyisége a cementtartalom 40 tömeg%-át nem haladja meg.

Nedves környezetben lévő, nedvességtől nem védett, alkáli-kovász reakcióra érzékeny adalékanyagot tartalmazó betonok készítéséhez akkor szabad **adalékszer** alkalmazni, ha az adalékszer nátrium-oxid egyenértéke $\leq 8,5$ tömeg%, ajánlott legnagyobb adagolása a cement tömegére vonatkoztatva $\leq 2,0$ tömeg%, és a beton cementtartalma $\leq 350 \text{ kg/m}^3$.

Több adalékszer alkalmazása esetén az adalékszerekkel a betonba bevitt alkálitartalom ne legyen több, mint 600 g/m^3 .

Az **üvegszál**-erősítésű betonba adagolt AR (alkáli rezisztens) üvegszál (MSZ EN 15422) az alkáli-kovász reakciónak általában ellenáll. Szükség esetén az AR-üvegszálak alkáli-kovász

reakciónak való ellenállását a SIC-Test (Strand in Cement) vizsgálat eredményéből lehet megítélni (Reinhardt, Öttl, 2007).

Az E (boroszilikát) üvegszálak az alkáli-kovasav reakciónak nem állnak ellen. Az üvegszállal erősített műanyag betétekben (GRP = glass-fibre reinforced plastic) lévő E-üvegszálakat a műanyag tartósan megvédi az alkáli-kovasav reakciótól, ha a műanyag a (13,0 – 13,7) pH-tartományban ellenálló.

A pórusvízbe alkáliák nem csak a beton alkotórészeiből, hanem **külső forrásból**, például téli csúszásmentesítő nátrium-klorid olvasztósóból, betonsilóban tárolt sókból (például K_2CO_3 kálium-karbonáttól, más néven hamzsírból) stb. is kerülhetnek.

Az alkáli-kovasav reakció veszélye függ a beton **nedvességtartalmától**. Száraz környezetben, például építmények belső terében lévő betonok esetén az alkáli-kovasav reakció általában nem lép fel. Növeli az alkáli-kovasav reakció létrejöttének veszélyét, ha a külső térben lévő beton a nedvességtől védtelen.

Az alkáli-kovasav reakció létrejötte, illetve lefolyása a **hőmérsékletnek** is függvénye. Lefolyása nedves környezetben +10 °C és +60 °C között gyors (Grübl – Weigler – Karl, 2001).

A nedves környezetben lévő beton **falvastagsága** ne legyen 0,8 m-nél nagyobb.

Az európai beton-adalékanyag szabványban (MSZ EN 12620:2002) az alkáli-kovasav reakció elkerülésére a betonkeverék teljes alkálitartalmának korlátozását vagy kisebb alkálitartalmú cement vagy reakcióba nem lépő adalékanyag használatát vagy a beton vízfelvételének korlátozását javasolják. Az adalékanyag és a cement összetételét csak akkor kell a nemzeti szabványok és a helyi előírások segítségével meghatározni, ha ezen óvintézkedések egyike sem lehetséges. Felhívják a figyelmet arra, hogy az alkáli-kovasav reakcióról a CEN jelentésben (MSZ CR 1901) további tájékoztatás található. E CEN jelentés a belga, dán, francia, német, izlandi, ír, olasz, holland, norvég, portugál, svéd és angol nemzeti előírások gyűjteménye.

Az európai betonszabvány (MSZ EN 206) az alkáli-kovasav reakció megelőzésével kapcsolatos intézkedéseket nemzeti hatáskörbe utalja.

4. ADALÉKANYAG ALKÁLI-KOVASAV REAKCIÓ ÉRZÉKENYSÉG VIZSGÁLATI MÓDSZEREK

Az **adalékanyag** alkáli-kovasav reakció érzékenységének vizsgálatára számos módszert alkalmaznak. Ezek egyik csoportja az adalékanyag szemek nátronlúg-oldatban (NaOH-oldatban) való oldódásának, másik csoportja az adalékanyag szemek ásvány- és kőzettani

tulajdonságának meghatározására, harmadik csoportja a kérdéses adalékanyaggal készített, különféle módon tárolt habarcs, illetve beton próbahasábok hosszváltozásának mérésére irányul, de vannak e csoportosításon kívül eső vizsgálati módszerek is (például klíma szimulátoros kamrában végzett vizsgálat stb.).

A következő, a legelterjedtebb vizsgálati módszereket vázlatosan tárgyaló szakaszok nem helyettesítik a **hivatkozott irodalmat**.

Az adalékanyag alkáli-kovásav reakció érzékenységére például az **adalékanyag szemek oldódási vizsgálatának** eredményéből lehet következtetni. Az oldódási vizsgálat során például

- az (1-4) mm nagyságú adalékanyag szemeket 60 percig (90 ± 5) °C hőmérsékletű 4%-os NaOH-oldatban tárolják, és meghatározzák a következő kisebb vizsgálati szitán a tömegvesztésüket. Ha a tömegvesztés $\leq 0,5$ tömeg%, akkor az adalékanyag az alkáli-kovásav reakcióra nagy valószínűséggel nem érzékeny [DAfStb Alkali-Richtlinie, 2013];
- a közzétteni vizsgálat (ASTM C295) kiválasztott opál, krisztobalit, kalcedon ásványokat tartalmazó, 4 mm-nél nagyobb adalékanyag szemeket 60 percig 90 °C hőmérsékletű, 10%-os NaOH-oldatban tárolják, és meghatározzák a felpuhult szemek tömegszázalékát és a következő kisebb vizsgálati szitán a tömegvesztésüket. Ha a tömegvesztés $\leq 3,0$ tömeg%, akkor az adalékanyag az alkáli-kovásav reakcióra nagy valószínűséggel nem érzékeny (DAfStb Alkali-Richtlinie, 2013),
- a 0,3 mm alá örölt adalékanyag (0,15 – 0,30) mm nagyságú szemektől 24 órán át 80 °C hőmérsékletű, 1,0 normalitású NaOH-oldatban tárolják, és meghatározzák a kioldott kovásav mennyiségét, valamint a lúgosság csökkenését. Ha a kioldott kovásav mennyisége ≥ 30 mmol SiO₂/liter (≥ 1800 mg SiO₂/liter), és a lúgosság 75 mmol OH⁻/liter (1275 mg OH⁻/liter) alá csökken, akkor az adalékanyagot alkáli-kovásav reakcióra érzékenynek tekintik [ASTM C289].

Habarcs és beton próbahasáb hosszváltozás vizsgálatok közül egyik legelterjedtebb az „**AMBT habarcs-gyorsvizsgálat**” (AMBT Accelerated Mortar Bar Test) (ASTM C1260), amelyhez a 0,15/4,75 mm szemmagyságú adalékanyagot [ASTM C227] szerint kell összeállítani, Na₂O_{egyenérték} > 0,6 nátrium-oxid egyenértékű cementtel kell cement:adalékanyag = 1:2,25 tömegarányban összekeverni, és a konzisztenciát úgy kell beállítani, hogy a habarcs területe (105 – 120) mm közé essék. A betömörített 25×25×285 mm méretű próbahasábokat 1 napig tartó, 20 °C hőmérsékleten való nedves tárolás után ki kell zsaluzni, majd 24 órán át 80 °C hőmérsékletű vízben kell tárolni, és ezután meg kell mérni a hosszukat, mint vonatkoztatási **alaphosszat**. Ha a további, 14 napig tartó, 80 °C hőmérsékletű 4%-os NaOH-oldatban való tárolás után a próbahasábok hossza a vonatkoztatási alaphosszhoz képest

- 0,1%-nál (1 mm/m) kevesebbet változik, akkor az adalékanyagot alkáli-kovásav reakcióra nem tartják hajlamosnak;
- 0,1% és 0,2% között változik, akkor az adalékanyagot alkáli-kovásav reakcióra potenciálisan hajlamosnak tartják;
- 0,25%-nál többet változik, akkor az adalékanyagot alkáli-kovásav reakcióra erősen hajlamosnak tartják.

Az AMBT habarcs-gyorsvizsgálathoz hasonló a „**DAfStb habarcs-gyorsvizsgálat**” (DAfStb Alkali-Richtlinie, 2013), amelyet 0,125/4,0 mm szemmagyságú adalékanyaggal és

$\text{Na}_2\text{O}_{\text{egyenérték}} = (1,3 \pm 0,1)$ nátrium-oxid egyenértékű CEM I 32,5 R típusú cementtel készített $40 \times 40 \times 160$ mm méretű habarcs próbahasábok segítségével kell elvégezni. Az 1 napos korban kiszaluzott próbahasábokat ionmentes hideg vízzel töltött zárt edénybe helyezve 24 órán át $80\text{ }^\circ\text{C}$ hőmérsékleten szárítószekrényben kell tárolni, és ezután meg kell mérni a hosszukat, mint vonatkoztatási alaphosszat. További 13 napig tartó, $80\text{ }^\circ\text{C}$ hőmérsékletű 1,0 normalitású NaOH-oldatban való tárolás után kell a próbahasábok hosszváltozását a vonatkoztatási alaphosszhoz képest mm/m mértékegységben megadni. Ha a habarcs próbahasábok hossza a forró NaOH-oldatban való tárolás után a vonatkoztatási alaphosszhoz képest 0,1%-nál (1 mm/m) kevesebbet változik, akkor az adalékanyagot alkáli-kovavas reakcióra nem tartják hajlamosnak. Ha az adalékanyag a habarcs-gyorsvizsgálatot nem állja ki, akkor el kell végezni a ködkamrás beton-vizsgálatot.

A habarcs-gyorsvizsgálatoknál több időt vesz igénybe a „DAfStb ködkamrás beton-vizsgálat” (DAfStb Alkali-Richtlinie, 2013) elvégzése. Ezen irányelv szerinti szemmegoszlású adalékanyag legnagyobb szemnagysága 16 mm vagy 22,4 mm. A betonkeveréket $\text{Na}_2\text{O}_{\text{egyenérték}} = (1,3 \pm 0,1)$ nátrium-oxid egyenértékű CEM I 32,5 R típusú cementtel vagy NA jelű kis alkáli-tartalmú cementtel kell elkészíteni. A cementadagolás 400 kg/m^3 , a víz/cement tényező értéke 0,45. A hosszváltozás méréshez készített $100 \times 100 \times 500$ mm méretű beton próbahasábokat és a repedések megfigyeléséhez készített 300 mm élhosszúságú próbakockát 1 napos korrig $20\text{ }^\circ\text{C}$ hőmérsékleten nedvesen kell tartani, majd ki kell zsaluzni, és a próbahasábok hosszát mint vonatkoztatási alaphosszat meg kell mérni. A kiszaluzott próbahasábokat 9 hónapon át $40\text{ }^\circ\text{C}$ hőmérsékletű, 99% relatív páratartalmú ködkamrában kell tárolni. Ha a beton próbahasábok hossza a 9 hónapon át tartó ködkamrás tárolás után a vonatkoztatási alaphosszhoz képest 0,06%-nál (0,6 mm/m) kevesebbet változik, és a 300 mm élhosszúságú próbakockán repedések nem jelentkeznek, akkor az adalékanyagot alkáli-kovavas reakcióra nem tartják hajlamosnak.

5. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Az alkáli-kovavas reakció, illetve alkáli-kovavas gyanús reakció Magyarországon eddig ritkán fordult elő, de több külföldi országban ismert és félt jelenség. Környezetünk állandóan változik, a cementek minősége sem állandó, a folyami homokos kavicsok összetétele módosulhat, ami az alkáli-kovavas reakció szempontjából akár kedvezőtlen is lehet. Bár reméljük, hogy az esetleges jövőbeni környezeti és technológiai változások a magyar betontechnológusokat nem állítják nehéz próbatétel elé, mégis hangsúlyozzuk, hogy elkerüléséhez e káros jelenség természetének ismerete is elengedhetetlen.

6. HIVATKOZÁSOK

- ASTM C227 „Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)”
- ASTM C289 „Standard Test Method for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method)”
- ASTM C295 „Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete”
- ASTM C1260 „Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)”

- Balázs Gy. – Csányi E.: „Az adalékanyagok alkáli érzékenységének szerepe a beton tartósságában.” *Közúti közlekedés- és Mélyépítéstudományi szemle*. 46. évf. 1996. 10. szám. pp. 386-388.
- Cem+Suisse: „Alkali-Aggregat-Reaktion in der Schweiz.” *Cem+Suisse Verband der Schweizerischen Cementindustrie*. Bern, 2005.
- DAfStb Alkali-Richtlinie. „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton.” *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Beuth. Berlin, 2013.
- Grübl, P. – Weigler, H. – Karl, S.: „Beton. Arten, Herstellung und Eigenschaften.” *Verlag Ernst & Sohn*. Berlin, 2001.
- MSZ CR 1901 „Regionális előírások és javaslatok az alkáli-kovsav reakció elkerülésére a betonban”
- MSZ EN 206 „Beton. Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfeleléség”
- MSZ EN 196-2 „Cementvizsgálati módszerek. 2. rész: A cement kémiai elemzése”
- MSZ EN 12620:2002+A1 „Kőanyag-halmazok (adalékanyagok) betonhoz”
- MSZ EN 15422 „Előre gyártott betontermékek. Habarcsok és betonok szálerősítéséhez használt tüvegcsálak tulajdonságai”
- Reinhardt, H-W. – Öttl, C.: „Einsatz des SIC-Test für Normalbetone. Beurteilung des Alkaliangriffs von Bindemitteln.” *Betonwerk + Fertigteil-Technik*. Jg. 73. 2007. No. 5. pp. 34-43.
- Stark, J. – Wicht, B.: „Dauerhaftigkeit von Beton.” Springer-Verlag. Berlin – Heidelberg, 2013.
- Tőkés B. – Dónáth-Nagy G.: „Kémiai előadások és laboratóriumi gyakorlatok.” *Scientia Kiadó*. Kolozsvár, 2002.

MIT JELENT AZ AUTÓPÁLYA-ÉPÍTÉS A HIDÁSZOKNAK?

WHAT DOES THE MOTORWAY CONSTRUCTION MEAN TO BRIDGE ENGINEERS?

Királyföldi Lajosné okl. mérnök, okl. szakmérnök, t. egyetemi docens

ÖSSZEFOGLALÁS

A cikk az első magyar autópályák vasbeton hídjainak kialakítását és fejlődését tárgyalja.

SUMMARY

The paper deals with the establishment and development of concrete bridges of the first Hungarian motorways.

1. BEVEZETÉS

„Pons pars viae” – a híd az út része. Szívesen idéztük egyetemi hallgatóinknak a régi rómaiak e mondását. A bölcs megállapítás fokozottan érvényes az autópályákra és hídjaikra, hiszen a nehéz járművek, a nagy sebesség és sűrű forgalom megköveteli, hogy a hidak híven szolgálják az autópálya funkcióját. Ezért érdemes és hasznos az autópálya-építés kezdeti hazai korszakában létrehozott vasbeton hidak szerkezetének és építéstechnológiájának valamint a szerkezetek fejlesztésének áttekintése.

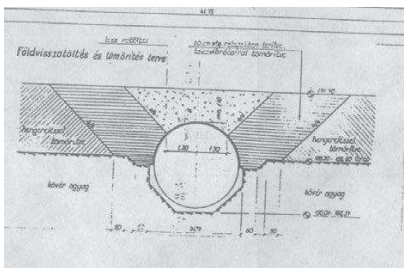
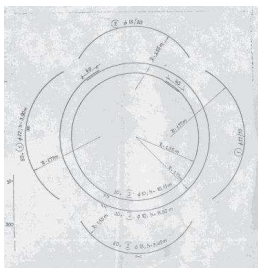
2. AZ M1 ÉS M7 AUTÓPÁLYA ÉS HÍDJAI ELŐZMÉNYEI, A KEZDETI SZERKEZETEK

1961 a több mint tíz éve államosított magyar építőipar számára a kihívás éve volt. Megindult az autópályaépítés – és addig soha nem ismert teljesítményeket várt. Legyen az új út 2x2 sáv szélességű, szintbeni keresztezés nélkül, szűk alaprajzi ívek és meredek emelkedőket kizárva, mivel a járműipar nagy teljesítményekre, gyors, biztos haladásra képes gépkocsikat ígér.

A közlekedésepítés önbizalmát a háborús károk majdnem teljes felszámolása alapozta meg. Minden szakember tudta azonban, hogy hozzá kell nőni az új feladathoz a gépesítés, háttérpar, szakemberképzés terén.

1961-ben a KTE Mérnöki Szerkezetek szakosztálya tanulmányi kirándulást szervezett az új szolnoki közúti Tisza-hídhöz. Még az ártéri híd is túl modern szerkezet volt, folyamatos gyors építéssel készült soknyílású, karcsú, utófeszített vasbeton gerendahídként. Rengeteg új megoldást láttunk.

Majd rövidesen megnézhattuk a tervezők szervezésének köszönhetően Budaörs határában az M1-M7 autópálya közös bevezető szakaszának földmunkáit és kitalálhattuk, milyen legyen az 5,0 m nyílású patakhid, ha 10 m magas feltöltés kerül a földemére a 2x2 nyomú, 28,0 m koronaszelességű út átvezetésére. Idősebb kollegáink tudták a választ: 5,0 m belső átmérőjű vasbeton csövet (1. ábra) kell építeni, (Tassi, Loykó, Királyföldiné, 1999) szakaszokban előretolható állványon.



1. ábra. Öt méter nyílású patakhid magas feltöltés alatt

Mivel a hajlított cső differenciálegyenletét akkor még nem oldották meg, a 20 cm falvastagságú csövet Marquart képleteivel számított igénybevételekre méreteztük. Azután rájöttünk, hogy a hidépítés óriási fontosságú lett: átlagosan két híd kell kilométerenként, de nem csak patakot vagy folyót kell áthidalni, hanem egy- vagy kétvágányú vasútvonalat, dűlőutat, bekötőutat, országos főutat is. A keresztezés lehet a pálya alatt vagy felett, általában alaprajzilag ferde. A helyzetet még bonyolultabbá tette, hogy a 2x2, 2x3 nyomú pályát első ütemben fél szélességre építettük (15,5 m). A fejlesztés, a befejezés lehetőségét biztosítani kellett. A pálya feletti – aluljáró – hidak az első ütemben készre épültek, mivel ezek két vagy négynyílású takarékküreges lemezek vagy egycellás szekrénytartók, középső, támaszok pillér az elválasztó sávban. Az autópályát felüljárók vezetik át akadályok felett, ezek az első ütemben 15,5 m szélesek, de alapozásuk és falazataik földrézsűkkel takart, második ütembeli része megépült, mert veszélyes lett volna munkagödört nyitni a forgalmat viselő pálya mellett. A felüljárók is egy- vagy több nyílású vasbeton lemezek, többcellás szekrénytartók, vagy tartórácsok.

A hidak főleg vasbeton szerkezetek, alapozásuk hagyományos, de támaszaik ritkán falazatok, inkább oszlopos jármok, felszerkeztük két, vagy többtámaszú vasbeton lemez, vagy szekrénytartó, majd fokozatosan egyre inkább tartórács.

Azért volt a takaréktüreges vasbeton lemez gyakran alkalmazott szerkezet, mert az adott nyílástartományban kedvező teherbírású és egyszerűen építhető szerkezet, továbbá az üregszaluzatot az üres bitumenes hordók felhasználása adta. A ferde kereszteződésekben épülő hidat helyettesítő merőleges hídként számítottuk, a tényleges szélességet a ferde nyílásokkal. Az üregszaluzat betonozás közbeni felúszását a helyszínen készített beton bedolgozási sebessége nem idézte elő.

Minden hídhoz készült üreglekötési terv, és az egyszerre bedolgozható beton mennyiségének megnevezése. Amint megjelent a konténeres betonozás, ezt a szerkezetet sűrűbordás, bonyolult zsaluzatot igénylő felszerkezetek követték.

A mezőgazdasági utak átvezetésére egy forgalmi sáv szélességű szekrénytartós felszerkezetek épültek. Az M7-es autópálya első előregyártott hídelemei a szekrénytartó felső lemezei voltak, a szükséges keresztirányú vasalással, mert így egy ütemben lehetett betonozni a szekrény alsó lemezét, bordáit, és felső lemezét is.

Az autópálya földmunkája és burkolatalapja közel egy időben épült az aluljáró hidak állványaival. Emiatt az állvány nem csak a hídszerkezet, de megfelelő kialakítással az építési forgalom igényeit is kielégítette. Bonyolult és drága volt. Nagyon megbecsültük minden elemét.

Az igazán szép megoldások a felüljárók állványainál jelentek meg, a széles út magas töltés alatt hosszú falazatokra támaszkodó hidakat kívánt. A szakaszos építést leginkább ideiglenes pályán előrehaladó állvánnyal lehetett megvalósítani. Ám az is megtörtént, hogy azonos nyílású, közel egyforma nagy kétsuklós vasbeton lemezhidak ugyanazon állványon épültek meg. A különleges „mozgó” állványt számár- vagy öszvérfogat mozgatta egyik helyről a másikba.

Nagyon nagy segítséget jelentett, a 3,0-12,0 m nyílástartomány áthidalására alkalmas előregyártott előfeszített FT-jelű tartócsalád. Patakok, dűlőutak, egyvágányú vasútvonalak áthidalására mindenütt felhasználhatók. Csak volt egy apró hiányossága: a 11,0 és 12,0 m-es gerenda nem felelt meg az autópályán elvárt A-jelű teherre. Ezért vagy többtámaszúsítani, vagy keretesíteni kellett a hidat. Így történt, hogy a „kis” nyílások hídjainál gyakorlatot szereztünk az építés alatt kéttámaszú szerkezetek véglegesen többtámaszúvá alakítására. Eddig is többször kerestük meg kérdéseinkkel a Vasbetonszerkezetek Tanszék dolgozóit, de ezután még gyakrabban.

Való igaz, hogy a kétvágányú vasútvonalak feletti hidakat csak helyszínen előregyártott, utófeszített gerendákkal lehetett áthidalni. Bár volt 6-os úti, kaposvári és szolnoki hidak felszerkezeteinél tapasztalat, itt újabb kérdések merültek fel. Jó válaszokat kaptunk.

Az M7 első 112 km-es szakaszán egyetlen acélhíd épült a MÁV Budapest-hegyeshalmi kétvágányú villamosított szakaszán, süllyesztett pályás, gerinclemezes felszerkezettű, állványon, forgalom alatt, egyetlen három órás vágányzárral a kész híd keresztirányú behúzása idejére.

Az M7 hídjainak építése új feladat volt, más, mint az újjáépítés. Remek gyakorlat. Fontos, érdekes. Megértettük, hogy nem csak tudásunkat, hanem eszközeinket is fejleszteni kell. A takaréktüreges tobbtámaszú ferde hidak számításához Claus Schleicher számítógéppel szerkesztett, modellkísérlettel ellenőrzött hatásfelületeit használtuk.

Új munkaeszközöket is igényeltünk az M1 autópálya Tatabánya-győri szakaszához: két toronydarut, egy készlet acélszerkezetet a Hünnebeck rendszerű állványokhoz és acélsablont a hídpillérek oszlopainak zsaluzásához. A kivitelező még nagyteljesítményű betonkeverőgépet is rendelt.

1969-ben elkészült az M1 autópálya 61-115 km szakasz engedélyezési terve. Ez a nyomvonal kétszer keresztezi a MÁV Budapest-hegyeshalmi kétvágányú villamosított vonalát, és van további 39 hídja. A tervben pontosítani lehetett a munkaeszközökre vonatkozó kérdéseinket, darut és állványt kaptunk, acélsablonokat nem. Ennek is örültünk. Az előre elkészített kemény fazsaluzat az aluljárók 98 oszlopának – gondos kezelés mellett – tükörsima betonfelületet adott, míg a felüljárók 60 cm, ill. 90 cm átmérőjű 110 oszlopát egyetlen sablonban – csak a merevítéseken változtatva – lehetett elkészíteni. A monolit takaréktüreges tobbtámaszú lemezek számítása és egy-egy típus kiviteli terve előre elkészült.

A beruházó új hidász létesítményi főmérnököt nevezett ki Klatsmányi Tibor személyében. Ő javasolta, hogy a KPM a szokásos fél pályaszélességű építkezésen belül minden felüljáró hidat az első ütemben teljes szélességben építsen meg, mert úgy sem kell a teljes becsült költséget megemelni. Így is történt. A fennmaradt összegből még egy szép pihenőhely is épült Győrszentivánban.

3. A FEJLŐDÉS ÚTJAI, A HÍDGERENDA-ELŐREGYÁRTÁS FOKOZÓDÓ SZEREPE

1971-ben már épült az első nagy felüljáró a tatabányai csomópontban, amikor a BVM hirdi telepén megkezdődött a 12-22 m-es EHGE előregyártott előfeszített hídgerendák sorozatgyártása. Természetesen minden érdekelt lemondott a hagyományos vasbeton lemezhidakról, és együttműködő tartórácsok építését szorgalmazta. A BVM is sikernek érezte, hogy minden legyártott EHGE tartóját beépítik.

A Vasbetonszerkezetek Tanszék, könyvtára kölcsön adta az Annales de l'institut Technique folyóirat 1962. januári számát, amiben az Y. Guyon és Ch. Massonnet francia mérnökök a geometria és az anyagjellemzők függvényében megadják tartórács-szerkezetek kereszteloszlási ábráinak és keresztirányú nyomatéki hatásábráinak ordinátáit. Ezek alapján és az ünnevelt Tassi Géza segítségével számolva az EHGE hídgerendák és a monolit pályalemez alkotta tartórácsot kiderült, hogy 19 aluljáró felszerkezete megépíthető a katalógus szerinti 17 hídhoz ajánlott számú gerendák felhasználásával.

A 2. ábra az M1 autópályának a Conco vízfolyás feletti hídját mutatja, a 3. ábra pedig fél-autópálya előregyártott elemekkel készült hídját mutatja (Karsay, Pócs, 1978).



2. ábra. A Conco híd



3. ábra Fél-autópálya előregyártott híddal

Próbaterhelési eredmények igazolják, hogy a gerendák ritkítása megengedhető, de minden híd-felszerkezet statikai számítását el kell végezni. A próbaterhelési jegyzőkönyvnek hitelességét tudományos szinten igazolta az M0 hídjainak a próbaterhelési és a számított deformációk ismertetése Tassi Gézának az 1990-es évek elején elkészített tanulmánya tartalmazza.

4. KÖVETKEZTETÉSEK

Az autópálya-hidak tervezési-építési tapasztalatai sokban járultak hozzá a hazai – és bátran mondhatjuk – a nemzetközi közúti hídépítés, sőt a vasbetonépítés széles körének fejlődéséhez. Az M1 és M7 magyar autópályák megvalósítását követő autópálya-építés igényelte a szerkezetek továbbfejlesztését. Példának említeném az EHG gerendacsalád nagyobb nyílásokra alkalmazható változatainak kialakítását. Az I gerendákat követték az U keresztmetszetű gerendák. Az I és U gerendák valamint a felhasználásukkal épülő hidak vizsgálatát és összehasonlító elemzését Tassi Géza és Balázs György végezte el. Az általuk készített tanulmány és publikált cikk tükrözi a különféle szerkezeteknek a maguk helyén mutatkozó előnyeit.

E sorok írójának jó sorsa nyújtotta a magyar autópályák számára épülő igen nagyszámú híd tervezésének lehetőségét és a létesítmények megvalósításában való aktív részvételt.

A magyar vasbetonépítés nagynevű professzora, Palotás László a következő szavakkal dedikálta egy könyvét egyik utódjának, Tassi Gézának: „Scientiam tradere suprema opera”. Örömmel vettem részt hosszú időn át e magasztos tevékenységben a most ünnepeelt utóddal együttműködve a vasbeton hidak egyetemi oktatásában.

5. HIVATKOZÁSOK

Karsay L., Pócs I.: „Az M1 autópálya Tatabánya-Győr közötti szakaszának tervezése és építése.” *UVATERV Műszaki Közlemények*, 1978/1 pp. 20-29

Tassi G., Loykó M., Királyföldi L.-né.: *Vasbeton hidak szerkezeti kialakítása*. Tankönyvkiadó, Budapest, 1999. 114 p. + 18 tábla.

VASBETON-KERÁMIA KOMPOZIT FÖDÉMRENDSZER TARTÓSSÁGÁNAK ELMÉLETI VIZSGÁLATA

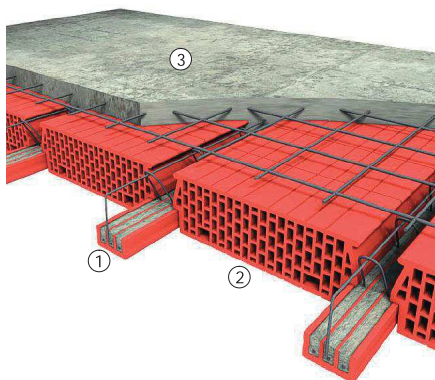
*Dr. Koris Kálmán és Dr. Bódi István
Hidak és Szerkezetek Tanszéke
Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3.*

ÖSSZEFOGLALÁS

A Wienerberger zRt. a közelmúltban új kialakítású kerámia béléstesteket vezetett be az Európai és Magyarországi piacon a régóta gyártott Porotherm födémrendszeréhez. Az új födém béléstestek Magyarországi bevezetése kapcsán a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Hidak és Szerkezetek Tanszékén elvégeztük az új béléstestek, valamint a teljes vasbeton-kerámia kompozit födémrendszer erőtani vizsgálatát az Eurocode szabványrendszer figyelembevételével. Az elvégzett erőtani vizsgálatok magukban foglalták az új béléstestek kísérleti analízisét, valamint a födémrendszer teherbírásának, tartósságának és tűzállóságának kísérleti, illetve elméleti elemzését. A jelen cikkben a Porotherm födémrendszer tartósságával kapcsolatosan elvégzett kutatás elméleti hátterét és az elvégzett vizsgálatok fontosabb eredményeit mutatjuk be.

1. BEVEZETÉS

A Porotherm födémrendszerben – hasonlóan más vázkerámias födémrendszerekhez – az előregyártott, kerámiaelem-kérgű vasbeton gerendák közé vékonyfalú, üreges kerámia béléstestek kerülnek alkalmazásra. A túlemelt alátámasztásokon, szárazon összerakott födém egy helyszíni, vasalt felbeton réteg kialakításával nyeri el a végleges formáját (1. ábra). Ezeknek a – jellemzően 2-8 m közötti fesztávolságú – födémeknek a monolit vasbeton födémhez képes számos előnye van: gyorsabb és gazdaságosabb a kivitelezése, kisebb a kész födém súlya, kedvezőbb hang- és hőszigetelési tulajdonságokkal bír, továbbá jobb a tűzállósága a kerámia elemek hőszigetelő hatásának köszönhetően.



1. ábra: A Porotherm födém kialakítása az előregyártott, kerámiaelem-kérgű feszített vasbeton gerendákkal (1), kerámia béléstestekkel (2) és vasalt helyszíni felbeton réteggel (3)

Az utóbbi években – az Eurocode szabványrendszer bevezetésével párhuzamosan – a szerkezetek tartósságával kapcsolatos kérdések vizsgálata egyre jelentősebb szerepet kap a tervezői munka során (Balázs 2008). A jelentős mennyiségben beépítésre kerülő Porotherm födémrendszer elemeinek kapcsán is fontos célkitűzés volt, hogy a megvalósítási költségeken túl – a megfelelő tartósság biztosítása révén – minimalizálni lehessen a fenntartásra fordítandó költségeket. A fenntartási költségek egy része a nem megfelelő alkalmazás, illetve nem rendeltetésszerű használat során bekövetkező állagromlás miatt jelentkezik. Megfelelő tervezéssel és kivitelezéssel az előbbi problémák kiküszöbölhetők, ugyanakkor az utóbbi véletlen események következményeit igen nehéz előre megjósolni. A tartószerkezet anyagában, a környezeti hatások következtében végbemenő reológiai folyamatok azonban modellezhetők, és ezek a változások a tervezés során figyelembe vehetők. A tartószerkezet tetszőleges időpontban számítható teherbírását, és a tartóra ható, adott időpontban várható terhelés nagyságát összevetve lehetőség nyílik olyan födém tervezésére, amely erőtanilag szempontból megfelel a teljes tervezett élettartam alatt. Ezen módszer alkalmazásával a várható állagromlásból eredő szerkezeti károsodások elkerülhetők, illetve pontosabban tervezhető a szükséges fenntartási munkák időpontja. Az Eurocode előírásai tartalmaznak irányelveket a tartósságra való méretezéssel kapcsolatban, ezek a módszerek azonban csak a szerkezeti típus, a várható környezeti hatások és az anyagjellemzők általános osztályozásán alapulnak. A bemenő adatok értékének pontosabb felvételével történő direkt valószínűségi méretezési eljárás alkalmazásával pontosabban nyomon követhetjük a teherbírás, illetve a födém megfelelőségének időbeli alakulását, és végső soron gazdaságilag kedvezőbb födém kialakítást érhetünk el. Az alábbiakban bemutatjuk a Porotherm födémrendszer vizsgálatához alkalmazott tartóssági tervezési eljárást, valamint az elvégzett vizsgálatok fontosabb eredményeit.

2. AZ ALKALMAZOTT VIZSGÁLATI MÓDSZER

2.1. Tartóssági tervezés valószínűségelméleti alapon

A vizsgált födémrendszer tartóssága megfelelőnek tekinthető, ha a tönkremeneteli valószínűsége nem halad meg egy adott értéket a teljes tervezett élettartama során. A födém tönkremenetelét különböző határállapotokkal jellemezhetjük, mint például a teherbírási, vagy használhatósági határállapotok. A Porotherm födémrendszer tartósságának vizsgálatát a teherbírási határállapotok (hajlítási és nyírási tönkremenetel) figyelembevételével végeztük el. Ezen határállapot elérésének, azaz a födém szilárdsági tönkremenetelének a valószínűsége különböző, időben változó valószínűségi változók függvénye. A vizsgálatok során ezeknek a valószínűségi változóknak, illetve az ezekből számítható tönkremeneteli valószínűségnek a tetszőleges időpontban történő meghatározásával foglalkoztunk. A födém megfelelősége a kiszámított tönkremeneteli valószínűségi szint és egy előre definiált, optimális kockázati szint összehasonlításával dönthető el. Az optimális kockázati szint értékét – a teherbírási határállapot vizsgálatára való tekintettel – az Eurocode előírásainak megfelelően 10^{-4} értékre vettük föl (ez egyébként egyezik a korábbi Magyar Szabványban meghatározott optimális kockázati szinttel).

2.2. A födém tönkremeneteli valószínűségének meghatározása

Egy tetszőleges épületszerkezet teherbírását az ellenállás (R) és a terhelés (S) különbségéből képzett, ún. teljesítményfüggvény (G) segítségével vizsgálhatjuk. Az ellenállás és a terhelés jellemzően valószínűségi változókból determinisztikus összefüggések segítségével képzett értékek, így a teljesítményfüggvény is valószínűségi változó lesz. Amennyiben feltételezzük, hogy ismertek a teljesítményfüggvény valószínűségi eloszlásának paramétereit, a szerkezet tönkremeneteli valószínűsége az alábbi módon számítható:

$$p_G = \int_{-\infty}^0 f(G) dG = P[G < 0] = \Phi\left(\frac{0 - M_G}{s_G}\right) = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (1)$$

ahol M_G és s_G a G teljesítményfüggvény várható értéke és szórása, β pedig az ún. megbízhatósági index, ami gyakorlatilag a G függvény által (a valószínűségi változók által kifeszített többdimenziós térben) leírt hiperfelület origótól való legkisebb távolságát jelenti (Lawrence, 1989). A fenti elv alkalmazása azért nehézkes a gyakorlatban, mert a teljesítményfüggvény rendszerint több valószínűségi változótól

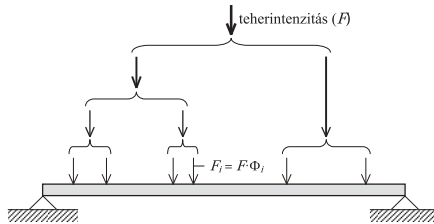
nemlineáris függvénye, így eloszlásának paramétereit nem tudjuk analitikus úton meghatározni. A Porotherm födém tartóssági vizsgálata során azt a – tartószerkezetek valószínűségelméleti alapon történő méretezésekor szokásos – közelítést alkalmaztuk, hogy a G függvény által leírt hiperfelületet linearizáltuk a legnagyobb tönkremeneteli valószínűséghez tartozó pontban. A födém tönkremeneteli valószínűsége ekkor a következőképpen definiálható:

$$p_G \approx 1 - \Phi(\beta) \quad (2)$$

ahol a β megbízhatósági index az M_G/s_G hányados elsőrendű becsléseként adható meg. Az M_G és s_G paraméterek értékeit a hiperfelület sorbafejtésével határozhatjuk meg, a legnagyobb tönkremeneteli valószínűséghez tartozó pontban. A vizsgált födém hajlítási és nyírási ellenállásának várható értékét és szórását az ún. sztochasztikus végelelemmódszerrel határoztunk meg az idő függvényében, míg a terhelés statisztikai jellemzőit irodalmi adatok alapján vettük fel (Mistéth, 2001).

2.3. A födém teherbírás várható értékének meghatározása

A vizsgált födém teherbírásának várható értékét végelelemmódszer (Bojtár és Gáspár, 2003) segítségével határoztuk meg. A Porotherm födémrendszere jellemző, hogy kisebb, vagy közepes feszítávolságok esetén gyakran nem a hajlítási, hanem a nyírási tönkremenetel a mértékadó. Erre való tekintettel szükség volt a nyírási alakváltozások figyelembevételére, így a végelelemes számításokhoz a Timoshenko-féle gerenda modellt alkalmaztuk. A Timoshenko-féle gerenda modell használatával lehetőség volt arra, hogy független változóként kezeljük a lehajlásfüggvényt és a keresztmetszetek nyírási elfordulását leíró függvényt. A fizikai egyenletek felírásakor figyelembe vettük a beton és a feszítőpázmák képlékeny viselkedését az Eurocode 2 által megadott rugalmas-képlékeny anyagmodellek felhasználása révén. A számításokhoz a födém geometriai- és anyagjellemzőinek várható értékeit használtuk. Az egyes bemenő adatok számszerű értékének meghatározási módjáról a 2.5. fejezetben lesz bővebben szó. A végelelemes futtatás során egyparaméteres terhelést alkalmaztunk (a tartóra helyezett teher egy F teherintenzitás és egy Φ terheloslás-vektor szorzata, lásd 2. ábra), melyet lépcsőkben vittük fel a födémre, és minden egyes teherlépcső esetén meghatároztuk a szerkezet húr merevségi mátrixát. A szerkezet tönkremenetelét a megfelelő (hajlítási vagy nyírási) tönkremeneteli állapothoz tartozó merevségi mátrix sajátértékének, és az adott teherlépcsőhöz tartozó merevségi mátrix sajátértékének az összehasonlításával állapítottuk meg.



2. ábra: Az alkalmazott egyparaméteres teher sémája

2.4. A födém teherbírás szórásának meghatározása

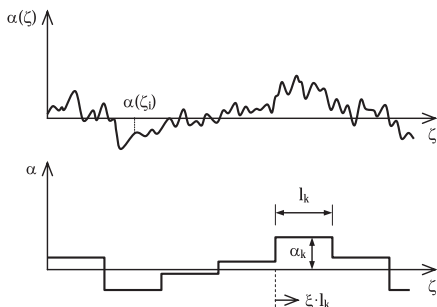
A vizsgált födém teherbírásának szórását az ún. sztochasztikus végelelemmódszerrel (Belytschko at al. 1986) határoztuk meg. Az anyagjellemzők és geometriai méretek egy várható érték (M_G) körül ingadoznak az anyagok inhomogenitása, gyártási pontatlanságok és egyéb véletlen hatások miatt. Ezek a fluktuációk egy folytonos valószínűségi változóval írhatók le. Egy adott bemenő paraméter (x) szóródása egy folytonos $\alpha(\zeta)$ valószínűségi változóval kifejezve az alábbi módon írható:

$$x = M_x \cdot [1 + \alpha(\zeta)] \quad (3)$$

Az $\alpha(\zeta)$ folytonos valószínűségi változót a sztochasztikus végelelem módszer segítségével diszkrétizálhatjuk az egyes véges elemek mentén (3. ábra). A függvény közelítő értéke tetszőleges véges elemre megadható az interpolációs függvények (N) segítségével:

$$\alpha^{(k)} = \sum_{j=1}^n N_j(\xi) \cdot \alpha_j^{(k)}, \quad 0 \leq \xi \leq 1 \quad (4)$$

A számítások során az egyes véges elemeken belül konstans $\alpha^{(k)}$ függvényt tételeztünk fel ($N(\xi) = 1$), így a szerkezet valószínűségi szabadságfoka – egy adott valószínűségi változóra vonatkozólag – a véges elemek számával egyeztet.



3. ábra: Egy folytonos $\alpha(\zeta)$ valószínűségi változó diszkrétizálása az egyes véges elemeken belül

A sztochasztikus végelelem módszer segítségével a szerkezeti ellenállás kovarianciája kifejezhető a bemenő adatok kovarianciáiból. Egy adott, véletlen jellegű bemenő paraméter (x) kovariancia mátrixa (C_x) az alábbi formában fejezhető ki:

$$\underline{C}_x = \underline{s}_x \cdot \underline{C}_\rho \cdot \underline{s}_x^T \quad (5)$$

Ahol az \underline{s}_x mátrix az x bemenő paraméter szórásait tartalmazza a főátlója mentén, míg \underline{C}_ρ a korrelációs mátrix. Az egyes véges elemek közötti korrelációt a köztük lévő távolsággal exponenciálisan csökkenő függvénnyel írhatjuk le. Az i -edik és j -edik elem közti korrelációs együttható a következőképpen írható fel:

$$\rho_{ij} = e^{-\frac{\Delta\zeta_{ij}}{\lambda}} \quad (6)$$

ahol $\Delta\zeta_{ij}$ a két vizsgált véges elem középpontja közötti távolság és λ a korrelációs hossz. Az elvégzett számítások során azt feltételeztük, hogy a födém teherbírását befolyásoló valószínűségi változók a födém feszítávolsága mentén korreláltak, azaz a korrelációs hosszat a feszítávolsággal tettük egyenlőnek.

Abban az esetben, ha a külső terhek q vektora egy s_x szórással rendelkező valószínűségi változó (x) függvénye, akkor a szórását közelítőleg a Taylor sorának első tagjával fejezhetjük ki:

$$\underline{s}_q = \frac{\partial q}{\partial x} \cdot s_x \quad (7)$$

A (7) egyenletet az (5) egyenletbe helyettesítve a tehervektor kovariancia mátrixára a következő összefüggést kapjuk:

$$\underline{C}_q = \frac{\partial q}{\partial x} \cdot \underline{C}_x \cdot \frac{\partial q^T}{\partial x} \tag{8}$$

Abban az esetben, ha a fenti kovariancia értéket a szerkezet tönkremenetele nélkül elérhető legnagyobb terhelés esetén írjuk fel, akkor gyakorlatilag a szerkezeti ellenállás kovarianciáját kapjuk. Ebben az esetben az ellenállás szórása a \underline{C}_q kovariancia mátrix főátlójában lévő elemek négyzetgyökeként adódik.

Determinisztikus végeselem módszer alkalmazása esetén a szerkezet alakváltozásait az alábbi, jól ismert egyenletből határozhatjuk meg:

$$\underline{K} \underline{u} = \underline{q} \tag{9}$$

ahol \underline{K} a szerkezet merevségi mátrixa, \underline{q} a szerkezetre ható külső terhek vektora és \underline{u} az ismeretlen csomóponti elmozdulások vektora. Amennyiben a csomóponti elmozdulások számításakor figyelembe vesszük a merevségi jellemzők és a terhek szóródását, akkor a végeselem módszer alapegyenlete az alábbi formában írható fel, a vonatkozó várható értékek és szórások figyelembevételével:

$$(\underline{K} + \delta \underline{K}) (\underline{u} + \delta \underline{u}) = (\underline{q} + \delta \underline{q}) \tag{10}$$

A fenti összefüggésben a szorzásokat elvégezve kapjuk a következő egyenletet:

$$\underline{K} \cdot \underline{u} + \underline{K} \cdot \delta \underline{u} + \delta \underline{K} \cdot \underline{u} + \delta \underline{K} \cdot \delta \underline{u} = \underline{q} + \delta \underline{q} \tag{11}$$

Az egyenletben szereplő $\delta \underline{K} \cdot \delta \underline{u}$ szorzatot elhanyagolhatjuk, mivel a többi taghoz képest ez kicsi és nem befolyásolja jelentősen az eredményeket. A fenti összefüggés ekkor két független egyenletrendszerre bontható szét: a korábban felírt (9) egyenletrendszerre, illetve a paraméterek szóródását kifejező tagokat tartalmazó egyenletrendszerbe:

$$\delta \underline{K} \cdot \underline{u} = \delta \underline{q} - \underline{K} \cdot \delta \underline{u} \tag{12}$$

Feltételeztük, hogy abban az i csomópontban, ahol a szerkezet éppen eléri a teherbírási határállapotot, a lehajlás szóródása ($\delta \underline{u}_i$) zérusnak tekinthető, így a (12) jelű egyenletrendszer az alábbi alakba hozható:

$$\delta \underline{K} \cdot \underline{u} = -\tilde{\underline{K}} \cdot \delta \tilde{\underline{q}} = - \begin{bmatrix} k_{1,1} & \dots & k_{1,i-1} & -\Phi_1 & k_{1,i+1} & \dots & k_{1,n} \\ \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ k_{i-1,1} & \dots & k_{i-1,i-1} & -\Phi_{i-1} & k_{i-1,i+1} & \dots & k_{i-1,n} \\ k_{i,1} & \dots & k_{i,i-1} & -\Phi_i & k_{i,i+1} & \dots & k_{i,n} \\ k_{i+1,1} & \dots & k_{i+1,i-1} & -\Phi_{i+1} & k_{i+1,i+1} & \dots & k_{i+1,n} \\ \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ k_{n,1} & \dots & k_{n,i-1} & -\Phi_n & k_{n,i+1} & \dots & k_{n,n} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta \underline{u}_1 \\ \vdots \\ \delta \underline{u}_{i-1} \\ \delta F \\ \delta \underline{u}_{i+1} \\ \vdots \\ \delta \underline{u}_n \end{bmatrix} \tag{13}$$

A fenti összefüggésben a merevségi mátrix i -edik oszlopában található elemeket a tehereloszlás vektor megfelelő elemeivel helyettesítettük, míg a $\delta \underline{u}$ vektor i -edik sorába a teherintenzitás szórása (δF) került, mely értéket egyelőre nem ismerünk. A (13) összefüggés átrendezésével az alábbi kifejezést nyerhetjük:

$$\delta \tilde{\underline{q}} = -\tilde{\underline{K}}^{-1} \cdot \delta \underline{K} \cdot \underline{u} \tag{14}$$

A (8) és (14) egyenletek felhasználásával kifejezhető a tehervektor kovarianciája, melyből teherbírási határállapotban meghatározhatjuk a teherbírás szórását:

$$\underline{C}_q = \delta \underline{\bar{q}} \cdot \delta \underline{\bar{q}}^T = \underline{\bar{K}}^{-1} \cdot \frac{\partial \underline{K}}{\partial \underline{\alpha}} \cdot \underline{u} \cdot \delta \underline{\alpha} \cdot \underline{C}_p \cdot \delta \underline{\alpha}^T \cdot \underline{u}^T \cdot \frac{\partial \underline{K}^T}{\partial \underline{\alpha}} \cdot \underline{\bar{K}}^{-T} \quad (15)$$

ahol \underline{K} a szerkezet merevségi mátrixa, \underline{u} a csomóponti elmozdulások vektora, \underline{C}_p a korrelációs mátrix, $\delta \underline{\alpha}$ a bemenő adatok szórásait tartalmazó mátrix és $\underline{\bar{K}}$ a merevségi mátrixból és a tehereloszlási vektorból összeállított mátrix. A számítások során meghatároztuk a teherbírás \underline{C}_q kovariancia mátrixát a mértékadó teherbírasi határállapotban, a teherbírás szórását pedig ezen kovariancia mátrix átlójában lévő elemek négyzetgyökeként nyertük. A teherbírás fenti módon számított szórása magában foglalja geometriai adatok és anyagjellemzők teljes szerkezetre vonatkozó (teljes tartóhossz mentén korrelált) valószínűségi értékeit. A fenti egyenlet kapcsán érdemes még megjegyezni, hogy a \underline{K} merevségi mátrix szórását Taylor sorba fejtéssel határoztuk meg. Amennyiben a merevségi mátrix egy valamely α valószínűségi változó függvénye, akkor a $\delta \underline{K}$ szórása az előzőekben elmondottakhoz hasonlóan a Taylor sorának első tagjával kifejezve közelítőleg az alábbi alakban írható fel:

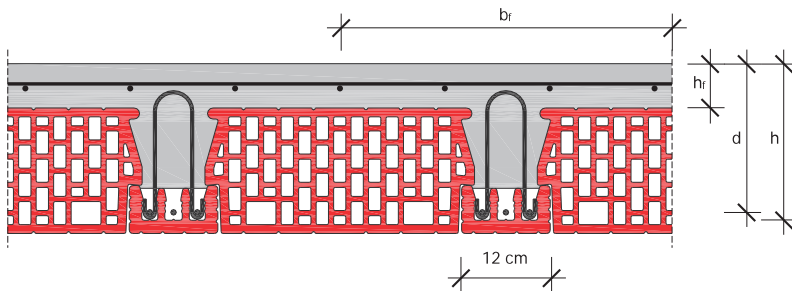
$$\delta \underline{K} = \frac{\partial \underline{K}}{\partial \alpha} \delta \alpha \quad (16)$$

ahol $\delta \alpha$ az α valószínűségi változó szórása. A Taylor sor magasabb rendű tagjainak elhanyagolása elfogadható közelítés, amennyiben a merevségi mátrix szórása nem haladja meg a 15%-ot. Esetünkben a merevségi mátrix szórása kevesebbé adódott ennél az értéknél, így elfogadtuk a fenti közelítést. A merevségi mátrix elsőrendű parciális deriváltját a számítások során numerikus úton határoztuk meg az alábbi közelítéssel élve:

$$\frac{\partial \underline{K}}{\partial \alpha} \approx \frac{\Delta \underline{K}}{\Delta \alpha} \quad (17)$$

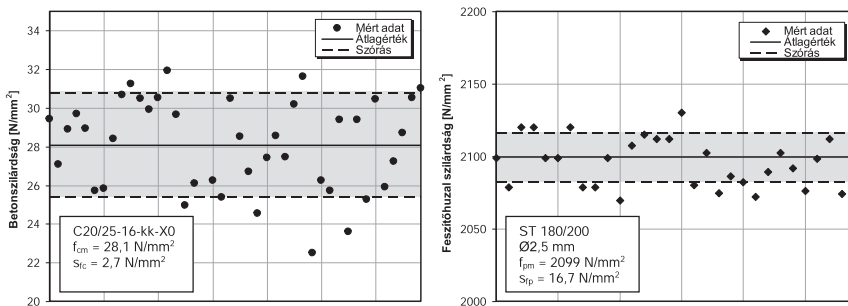
2.5. A bemenő adatok kezdeti értékeinek meghatározása

A födém valószínűségi alapon történő méretezéséhez szükséges bemenő geometriai adatokat és anyagjellemzőket mérési eredmények alapján vettük fel. A Porotherm födémek nyírási teherbírásával kapcsolatos kísérleti vizsgálatokhoz (Bódi és Koris 2013) összesen 18 db különböző kialakítású födém próbatest készült, amelyeken a főbb szerkezeti méretek mérésével (4. ábra) és statisztikai feldolgozásával kaptuk meg a tartóssági számításához szükséges geometriai paraméterek (felső öv szélesség és vastagság, keresztmetszet magassága, a feszítőpázmák hasznos magassága és a feszítávolság) várható értékét és relatív szórását.



4. ábra: A Porotherm födém tipikus keresztmetszete néhány fontosabb keresztmetszeti paraméter feltüntetésével

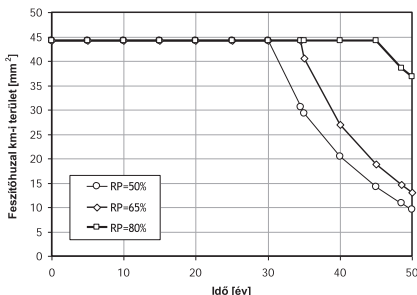
Az előregyártott gerendák T250 jelű, $f_k = 40 \text{ N/mm}^2$ szilárdságú kerámia kéregelemek kibetonozásával készültek, C30/37-XC3-8-F6 minőségű beton felhasználásával. A betonszilárdság tekintetében azonban a helyszínen készítenő, C20/25-16-kk-X0 minőségű transzportbeton réteg szilárdsági jellemzőire volt szükség, mivel – a feszítőhuzalok szilárdsága mellett – alapvetően ez befolyásolja mind a hajlítási, mind a nyírási teherbírási értékét. A betonszilárdság statisztikai jellemzőit a földem próbatestek gyártása során felhasznált betonból készített 150 mm élhosszúságú kocka próbatestek törökísérleti eredményei alapján számítottuk. Az összesen 50 db betonkockán elvégzett törökísérlet eredménye, illetve az ezekből számított betonszilárdság várható érték és szórás értékek az 5. ábrán láthatók. Az előregyártott földemgerendák hosszvasalása St 180/200 minőségű, hidegen húzott sima $\varnothing 2,5 \text{ mm}$ átmérőjű feszítőhuzalokból áll. A tartóssági vizsgálat tárgyát képező F-375 jelű (375 cm hosszúságú) gerendákban 9 db feszítőhuzal található. A gyártó által kiadott minőségi tanúsítvány alapján a huzalok rugalmassági modulusa $E_p = 184 \text{ kN/mm}^2$, az 1‰-es egyezményes folyáshatárhoz tartozó feszültség értéke $f_{p0,1k} = 1220 \text{ N/mm}^2$, a határnyúlás karakterisztikus értéke pedig $\varepsilon_{puk} = 40\%$. A huzalok esetében a gyártó által alkalmazott kezdeti feszítési feszültség $\sigma_{p0} = 1359 \text{ N/mm}^2$ volt. A feszítőhuzalok szilárdságának átlagértékét és szórását 30 darab huzalon elvégzett szakítóvizsgálat eredményei alapján határoztuk meg (lásd 5. ábra). Az előregyártott Porotherm gerendák végein sima felületű, BHS 55.50 minőségű, $\varnothing 4,2 \text{ mm}$ átmérőjű acélhuzalból készült kengyelek is találhatóak, melyeket a helyszíni beton együttdolgozását előtt 45° -ban ki kell hajítani, hogy az előregyártott és a helyszíni beton együttdolgozását biztosítsák. Ezen kengyelek mennyisége azonban nem éri el az Eurocode 2 szerkesztési szabályai által előírt minimális nyírási vasalás mennyiségét, így a nyírási teherbírási számításakor nem vettük őket figyelembe.



5. ábra: A mért beton- és feszítőhuzal szilárdság értékek a számított átlagokkal és szórásokkal

2.6. A bemenő adatok időbeli változásának követése

A számításhoz szükséges bemenő adatok (anyagok szilárdsága és a földem geometriai méretei) kezdeti értékét az előző pontban említett módon, mérési, illetve törővizsgálati eredmények alapján határoztuk meg. A különböző környezeti hatások miatt ezen adatok értékei időben nem feltétlenül lesznek állandók. A számítás során meghatároztuk az anyagszilárdságok és geometriai méretek statisztikai jellemzőinek időbeli változását, a földem lassú alakváltozásait (zsugorodás, kúszás, relaxáció), a beton karbonatodosása által okozott feszítőhuzal korróziót valamint a terhelés időbeli változását is. Az előregyártott gerendák alsó részén egy kerámia kéregelem található. A kéregelemek közötti illesztésekbe gyártáskor a kéregelem teljes vastagságában befolyik a beton, így a karbonatodosás mélységének vizsgálatakor a feszítőhuzalok alsó betonfedésnek értékébe a kéregelem vastagságát is beleszámoltuk. A Porotherm földemeket jellemzően lakóépületekbe építik be, ahol a földem sem alulról, sem felülről nincs agresszív környezeti hatásoknak kitéve, így egyéb károsodási lehetőségeket – mint például klorid korrózió – nem modelleztünk. A feszítőhuzalok korróziójának hatását a huzalok keresztmetszeti területének időbeli csökkenésével vettük figyelembe a Zhao és Fan (2007) által leírt korróziós modell segítségével. A 6. ábra a feszítőhuzalok keresztmetszeti területének időbeli csökkenését szemlélteti különböző relatív páratartalmú (RP) környezeti viszonyok esetén.

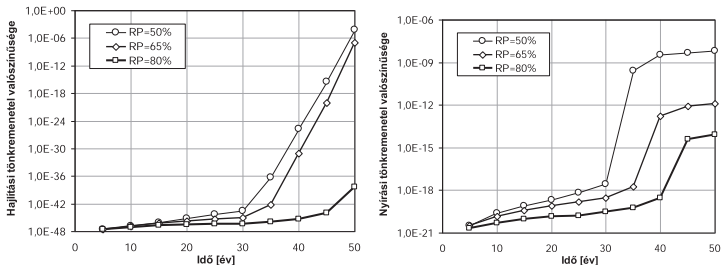


6. ábra: A feszítőhuzalok keresztmetszeti területének időbeli változása a páratartalom függvényében

A fenti diagramból jól látszik, hogy különböző relatív páratartalom értékek mellett mikor éri el a karbonátosodott réteg a huzalokat, azaz mikor kezdenek korrodálni (például 65% relatív környezeti páratartalom esetén ez az érték 34,5 év). Nagyobb páratartalom mellett a karbonátosodás folyamata jóval lassabban megy végbe, ugyanakkor a korrózió folyamata – amennyiben már beindult – gyorsabb lesz. A korróziós folyamat követése azért is fontos, mert amint későbbiekben látható lesz, a huzalok keresztmetszeti területének csökkenése van a legnagyobb hatással a födém tönkremeneteli valószínűségének csökkenésére. A feszítőhuzalok korróziójának számításakor vakolatlan alsó födémfelületet feltételeztünk, a valóságban azonban vakolni szokták a födémeket, ami lassíthatja a karbonátosodás, illetve ezáltal a korrózió folyamatát is. A karbonátosodási mélységek számítására a *fib* bulletin 34 (2006) által javasolt modellt alkalmaztuk. A beton zsugorodását és kúszását, a feszítőhuzalok relaxációját, illetve a feszítési feszültség csökkenését az Eurocode 2 előírásai alapján számítottuk. Az anyagszilárdságok szórásának, illetve az alkalmazott egyenletesen megosztó terhelés várható értékének és szórásának időbeli változását Mistéth (2001) javaslatai alapján vettük figyelembe.

3. SZÁMÍTÁSI EREDMÉNYEK

Az előzőekben leírt számítási modellt figyelembevételével elvégeztük egy egyszeres kiosztású F-375 jelű Porotherm födémgerendákból, 17 cm magas béléstestekből, 4 cm vastag C20/25 tervezett minőségű felbeton réteggel készült födém szerkezet tartóssági ellenőrzését. A számítást három különböző környezeti relatív páratartalom érték esetére (RP = 50%, 65% és 80%) végeztük el, 50 éves várható élettartam figyelembevétele mellett. A feltételezett gyártási időpont után 5 évenként meghatároztuk a födém hajlítási, illetve nyírási tönkremenetelének valószínűségét, és az eredményeket diagramban ábrázoltuk (7. ábra).



7. ábra: A vizsgált Porotherm födém hajlítási és nyírási tönkremenetelének időbeli változása különböző relatív páratartalom értékek mellett

Amint a fenti diagramokból látszik, az idő előrehaladtával nő mind a hajlítási, mind a nyírási tönkremenetel valószínűsége, azonban az 50 éves tervezett élettartam alatt minden esetben az Eurocode által – teherbírasi határállapotokra – megállapított $p_{opt} = 10^{-4}$ határérték alatt marad annak a valószínűsége, hogy a szerkezet szilárdságilag tönkremegy. Ezt azt jelenti, hogy a vizsgált födém teherbírása kellő biztonsággal megfelel a teljes élettartam alatt. Az eltérő páratartalom következtében különböző lesz a lassú alakváltozások, a karbonátosodás és a pázsma korróziójának mértéke, ami természetesen a tönkremeneteli valószínűségi diagramok különbözőségében is megmutatkozik. Jól látható mind a hajlítási, mind a nyírási teherbírásra vonatkozó ábra esetében a huzalok korróziójának jelentős hatása. A korrózió megindulása után – mivel a huzalok keresztmetszeti területétől jelentősen függ a hajlítási teherbírás – gyorsabb ütemben nő a hajlítási tönkremenetel valószínűsége. Érdekes módon a magasabb relatív páratartalom értékek esetén – a lassabb karbonátosodási folyamatnak köszönhetően – jóval nagyobb biztonság adódik amiatt, hogy a huzalok korróziója jóval később indul meg. Ez természetesen csak repedésmentes gerendák esetén igaz, mivel a repedések megjelenése már jóval korábban beindíthatja az acélok korróziójának folyamatát. Normál terhelési szint mellett azonban, a feszített gerendák alkalmazása jó eséllyel biztosítja a repedésmentes állapotot. Nyírási tönkremenetel esetén – a csapathas csökkenése révén – szintén egy ugrás látható a valószínűségi görbében, azonban amikor a csapathas mértéke már nem jelentős a beton nyírási teherbírásához képest, akkor ismét kisebb meredekségű lesz a görbe. A fenti számítási eredményeket összehasonlítottuk az Eurocode 2 előírásai alapján számítható teherbírás értékekkel. Megállapítható, hogy a teljes tervezési élettartamot figyelembe véve, a bemutatott, valószínűségi elven alapuló számítási módszerrel mintegy 9%-al magasabb teherbírás mutatható ki az Eurocode 2 szerint számolt értékhez képest. Ez egyebek mellett azt is jelenti, hogy a bemutatott módszer alkalmazása gazdaságosabb szerkezeti kialakításra ad lehetőséget (pl. nagyobb tartóra helyezhető teher, vagy kisebb szükséges keresztmetszeti méretek alkalmazása változatlan teherszint mellett).

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Hidak és Szerkezetek Tanszéke a Wienerberger zRt-vel való együttműködés során elvégezte a Porotherm födémrendszer erőitani vizsgálatát (Bódi és Koris, 2012), beleértve a bevezetett új fődém béléstestek kísérleti analízisét, valamint a fődémrendszer teherbírásának, tartósságának és tűzállóságának kísérleti, illetve elméleti elemzését. A födémrendszer tartósságának megállapítása érdekében valószínűségelméleti alapon történő méretezési eljárást alkalmaztunk, amely figyelembe veszi a bemenő paraméterek statisztikai jellemzőinek időbeli változását, a tartó lassú alakváltozásait, valamint a feszítőhuzalok – beton karbonátosodása által létrejövő – korrózióját. A cikkben bemutatott eljárás segítségével meg tudtuk becsülni a vizsgált, 375 cm hosszú előregyártott Porotherm elemekből készülő födém tönkremeneteli valószínűségét a gyártás óta eltelt idő függvényében. A tönkremenetel szempontjából csak a teherbírasi határállapotokat (hajlítási és nyírási) vizsgáltuk. A pontosabb számítás érdekében a födém geometriai adatait és anyagjellemzőit mérések, illetve törővizsgálatok alapján megállapított valószínűségi jellemzőkkel (várható érték, szórás) adtuk meg. A számítási eredmények alapján a födém teherbírása kellő biztonsággal megfelel a teljes 50 éves élettartam alatt. Megállapítottuk, hogy a bemutatott, valószínűségi elven alapuló számítási módszer alkalmazásával mintegy 9%-al magasabb teherbírás mutatható ki az Eurocode 2 szerint számolt értékhez képest. Ez azt is jelenti, hogy a bemutatott módszer alkalmazása gazdaságosabb szerkezeti kialakításra ad lehetőséget a szabvány szerinti méretezéshez képest.

5. HIVATKOZÁSOK

- Augusti, G. – Baratta, A. – Casciati, F. (1984), “Probabilistic Methods in Structural Engineering” *Taylor & Francis*
- Balázs Gy. (2008), “A tartósság fogalma és növelésének módszerei” *Betonszerkezetek tartóssága*. (Szerkesztők, Balázs Gy., Balázs L. Gy.) *Műegyetemi Kiadó*, Budapest, pp. 7-19.
- Belytschko T. – Liu W. K. – Mani A. (1986), “Random Field Finite Elements” *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 23, pp. 1831-1845.

- Bódi I. – Koris K. (2012) „Porotherm fődémgerendák MSZ EN 1992-1-1 szerinti teherbírása” a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék kutatási jelentése
- Bódi I. – Koris K. (2012) „Wienerberger PTH fődémszerkezet égetett kerámia béléstesteknek mechanikai ellenálló képesség vizsgálata”, a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék kutatási jelentése
- Bódi I. – Koris K. (2012) „Porotherm fődém keresztbordáinak teherelosztó hatása PTH 45/10 és PTH 60/10 béléstestek alkalmazása esetén”, a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék kutatási jelentése
- Bódi I. – Koris K. (2013) „Wienerberger Porotherm fődémszerkezet nyírási teherbírásának kísérleti vizsgálata” a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék kutatási jelentése
- Bojtár, I. – Gáspár, Zs. (2003), “Végeselem módszer építőmérnököknek” *TERC Kft*, Budapest
- Eibl J. – Schmidt-Hurtienne B. (1996), “Grundlagen für ein neues Sicherheitskonzept”, *Bautechnik* 72(8), pp. 501-506.
- fib** bulletin 34 (2006), “Model Code for Service Life Design”, Sprint-Digital-Druck, Stuttgart.
- Koris, K. (1996), “Safety of reinforced concrete beams subjected to combined stress” *Proceedings of the 1st International PhD Symposium*, (Ed. Balázs, Gy. L.) Budapest, pp. 7-11.
- Koris, K. (2004), “Durability-design of reinforced concrete traffic infrastructure” *Proceedings of the Second International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*, (Ed. Zingoni A.) Capetown, South Africa, 5-7 July, pp. 182-186.
- Koris, K. (2007), “Durability-design of pre-cast concrete members” *Proceedings of the 3rd Central European Congress of Concrete Engineering “Innovative materials and technologies for concrete structures”*, (Eds. Balázs, Gy. L., Nehme, S. G.) Visegrád, Hungary 16-18 September, pp. 407-412.
- Koris, K. – Bódi, I. (2009) „Probabilistic approach for the durability design of prefabricated concrete members” *Concrete Structures* Vol. 10, pp. 41-48.
- Lawrence, M. (1989), “An Introduction to Reliability Methods” *Computational Mechanics of Probabilistic and Reliability Analysis*, edited by Belytschko T. and Liu W.K., Department of Mechanical Engineering, Northwestern University, Elmpress International, Evanston
- Mistéth E. (2001), “Mérétezéselmélet” *Akadémiai kiadó*, Budapest
- Zhao, D. – Fan, L. (2007), “Numerical analysis of carrying capacity deterioration and repair demand of existing reinforced concrete bridge” *Proceedings of the Fifth international conference on current and future trends in Bridge design, construction and maintenance*, Beijing, 17-18 September, pp. 173-179.

VASBETON SZERKEZETEK TŰZ UTÁNI VIZSGÁLATA ÉS REKONSTRUKCIÓJA

Lublóy Éva, Balázs L. György

*Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőanyagok és Magsépítés Tanszék
1111 Budapest Műegyetem rkp. 1-3*

ÖSSZEGZÉS

Megfelelő tűzállóság érdekében biztosítani kell a mérnöki szerkezetek tűz alatti állékonyságát, illetve sok esetben az épületek tűz utáni rekonstrukcióját. A tűz utáni felújítás speciális szaktudást igényel. Az épületek tüzeset utáni felújításakor nagyon fontos, hogy meg tudjuk határozni az épület károsodásának mértékét. A károsodás mértéke tűz esetében szorosan összefügg az égés során kialakuló maximális hőmérséklettel, tehát tulajdonképpen a tűz alatti maximális hőmérsékletet kell meghatározni, ahhoz hogy az épület állapotát fel tudjuk mérni, illetve a rekonstrukciós munkákat meg tudjuk tervezni. Jelen cikkben kizárólag a vasbeton szerkezetek tűz utáni állapotfelmérésével, illetve annak lehetőségeivel kívánunk foglalkozni.

Jelen cikket készítettük Tassi Géza Professzor Úr 90. születésnapja alkalmából, aki hasznos szakmai tanácsaival és emberségével sokat segített szakmai fejlődésünkben.

SUMMARY

Fire can cause damage in concrete structures. Level of fire damage depends on several factors like maximal temperature, duration of fire, constituents of concrete etc. We have to design buildings for fire and deal with the possible reconstruction after fire exposure if it takes place. Both require special knowledge and careful analyses. For reconstruction purposes it is very important to determine the level of damage and the necessary steps after fire. If the building can be renovated, non-destructive test methods are of high importance in analysis of actual damages. Our study focused on the possibilities and the limitations of the methods like non-destructive test methods of concrete structures.

Present paper is dedicated to Professor Géza Tassi on the occasion of his 90th birthday by thanking his guidances and supervision.

1. VASBETON SZERKEZETEKBE HŐTERHELÉSE SORÁN BEKÖVETKEZŐ VÁLTOZÁSOK

A vasbeton szerkezetek esetén tűz hatására a következő változásokat kell figyelembe vennünk (*Balázs, Lublóy, 2009*)

- anyagszerkezeti változások, amelynek okai lehetnek:
 - a cement és az adalékanyag eltérő hőtágulása,
 - belső vízgőznyomás vagy annak hirtelen növekedése,
 - a keresztmetszeten belüli, illetve az elem menti eltérő hőmérsékletek,

- túlzott lehajlások (beleértve a hő hatására bekövetkező kúszás és fajlagos alakváltozás okozta növekményt) (1. a. ábra),
- túlzott repedezettség,
- a beton és a betonacél közötti tapadás és lehorgonyzóképeség leromlása (1. b. ábra),
- betonfedés réteges leválása (1. b. ábra),
- teherbírásvesztés (beleértve a stabilitásvesztést és az átszűrődést is).

Vasbeton szerkezetek tűzállósági méretezését nehezíti, hogy a hőmérséklet emelkedésével a beton szilárdsági jellemzői megváltoznak. A beton lehülése általában nem nyeri vissza eredeti tulajdonságait, mivel a hőterhelés hatására a beton szerkezetében visszafordíthatatlan változások játszódnak le.



1. ábra 1984-ben tűzkárosult ipari csarnok (Hegedűs, Balázs, Orosz, 1984)
 - a) 18 m-es fesztávolságú vasbetongerendák alakváltozásai
 - b) Vasbetonoszlop sarkain a betonfelület leválása és a beton-betonacél tapadásának megszűnése

A vasbeton szerkezetek tönkremenetele alapvetően a következő két okra vezethető vissza (Kordina, 1997):

- (1) a beton alkotóelemeinek kémiai és fizikai átalakulására (1. táblázat),
- (2) a betonfelület robbanásszerű leválására (2. ábra).



2. ábra A betonfelületek robbanásszerű leválása tűzhatás során (Balázs, Lubláy, 2008)

1. táblázat A magas hőmérséklet hatására a betonban bekövetkező változások és azok következményei (*fib* bulletin 46, 2008)

Hőmérséklet (°C)	Mineralógiai változás	Elszíneződés	Felületek elváltozása	Következmények	Teherbírási változás
70-80	Ettringit bomlása megindul	Nincs		porozítás nő	
105	Fizikailag kötött (adszorbeált) víz eltávózása, egyidejűleg a porozitás növekedése		Nincs	porozítás nő, mikrorepedések	Kismértékű teherbírás csökkenés
120-163	Gipsz lebomlása			fázis térf. csökkenése	
250-360	Oxidációs folyamat (FeOOH), a dehidratáció folytatódása	Rózsaszín vörös	300 °C – repedezett felület	porozitás nő	Jelentős teherbírás csökkenés következik be 450 °C-nál
450-500	Portlandit bomlása		400 °C-spalling	térfogatcsökkenés	
573	Kvarc kristály módosulat váltása		450 °C - nagyobb repedések	jelentős térf. növekedés, repedések a kvarckavicsok körül	
600-800	CSH vegyületek, kalcium karbonát hőbomlása	Fehéres szürke	800 °C a beton morzsolódik	Cementkő szétesése	A teherbíró képesség megszűnése 800 °C felett
800-1200	Mészke bomlása $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$	Barnás sárga	Nagy felületeken a beton leválása a beton morzsolódik	térfogatcsökkenés, karbonátos részek szétesése	
1200	olvadás megkezdődik				
1300-1400	Cseppfolyós állapot				

A beton hőterhelést követő kihűlés utáni teherbírása nagymértékben függ milyen hőmérséklet érte. Amennyiben csak 300 °C hőterhelés érte a szerkezetet, számottevő teherbírás csökkenés nem következik be. Amennyiben a hőmérséklet meghaladta a 450-500 °C-ot, a szerkezet teherbírása, az eredeti érték töredékére csökken, a portlandit bomlása miatt, bár ezt a típusú anyagromlást a megfelelő cementtípus választással lehet csökkenteni. 300 °C hőmérséklet felett szükségesek lehetnek beavatkozások, 500 °C felett azonban mindenképpen szükséges a rekonstrukció, illetve a betonfelület eltávolítása.

A betonfelület réteges leválása (ún. spalling) miatt a betonacélok tűzhatás elleni védelme megszűnik, ezek gyors felmelegedése és szilárdságcsökkenése pedig a szerkezet statikai rendszerének átalakulását is eredményezheti, ezért el kell kerülni.

Előző kutatásainkban foglalkoztunk a következő paraméterek hatásával:

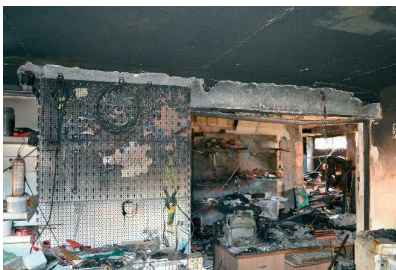
- maximális hőmérséklet
- cement típusa (Lublóy, Nemes, Balázs, 2008)
- adalékanyag típusa (Lublóy, Balázs, 2006,a, Lublóy, Nemes, Balázs, Józsa, 2006)
- víz-cement tényező (v/c)
- szálak hatása (Lublóy, Balázs 2006, b, Lublóy, Balázs, 2007, Lublóy, Balázs 2012).

2. VASBETON SZERKEZETEK TŰZ UTÁNI VIZSGÁLATA

A tűz hatása az épületre lehet *közvetett vagy közvetlen*. A *közvetett hatást* hőhatásnak nevezzük, a *közvetlent* tűzhatásnak. A tűzkárok a közvetlen tűzhatás következménye. Amennyiben bekövetkezett a tűzkár, a feladat a szerkezetek költséghatékony felújítása, az ezzel kapcsolatos helyzetértékelés, a tervezés. A sérült szerkezetek javítási munkáinak lépései:

- helyszín bejárása, szemle (3. ábra),
- a károsodások felmérése és értékelése,
- anyagvizsgálatok, részletes elemzés,
- a károsodások kijavításának megtervezése,
- a javítások elvégzése (*fib* bulletin 46, 2008).

Az épület felmérésekor célszerű roncsolásmentes vizsgálatokat végezni, hogy a megmaradt szerkezetet a lehető legkisebb mértékű károsodás érje a vizsgálatokkal. A vizsgálatok során alkalmazható lehetőségekről a 2. táblázat ad áttekintést. A felmérés során vizsgálatainkat a betonfedés átlagos reakciója, poronkénti kisminta, illetve speciális technológiák segítségével végezhetjük el.



3. ábra Tűzkárt szenvedett épület belsejében a különböző mértékben károsodott anyagok (Balázs, Lublóy, Czoboly, 2014)

2.1. Ellenőrzés Schmidt-kalapáccsal

A beton felületi keménység mérésének legelterjedtebb eszköze a Schmidt-kalapács. A Schmidt-kalapácsos vizsgálatok során kapott visszapatnási értékek alapján a szerkezeti beton nyomószilárdságát tapasztalati összefüggések alapján becsüljük (*Szilágyi, Borosnyói, 2008*). Tűzkárosodott szerkezetek esetén a Schmidt-kalapáccsal történő mérés megbízható eredményeket

szolgáltathat, ha a beton szilárdságcsökkenése nem nagyobb 30-50%-nál, ami a betonösszetételtől függően, mintegy 500 °C-os hőterhelést jelent. A Schmidt-kalapácsot nem szabad használni, ha a beton felülete jelentősen repedezett vagy a betonfelület réteges leválása következett be, tehát sok esetben nem tudjuk használni.

2. táblázat: A roncsolásmentes vizsgálati módszerek áttekintése (*fib* bulletin 46)

Betonfedés átlagos reakciója alapján	Pontonkénti kis minta	Speciális technológiák
Schmidt kalapács	Kisminta mech. vizsgálata	Impact echo
Windsor próba	DTG	Hang-tomográf
Capo teszt	Dilatometria	MASW (felszínhullámok modál-analízise)
BRE belső törés	Thermolumineszcencia	Elektromos ellenállás mérés
Ultrahangos vizsgálat	Porozimetria	Dinamikus hatással gerjesztett lengésvizsgálat (Hegedüs, Balázs, Orosz, 1984)
Fúrasi ellenállás	Colorimetria	
	Mikrorepedés-sűrűség elemzés	
	Kémiai vizsgálatok	

2.2. Ellenőrzés tapadószilárdság méréssel

A tapadószilárdság meghatározása akkor szükséges, amikor a betonszerkezet felületét védelem vagy megerősítés céljából bevonattal látják el, illetve ha a károsodott felületet javítani kell. Ez a módszer csak közvetlenül a felső réteg szilárdságát méri, ezért ezt a módszert nem javasolnám a tűzkárosult épületek vizsgálatára. Megbízhatóbb eredményt szolgáltatnak a kihúzó erő mérésén alapuló módszerek: Windsor próba, CAPO teszt, BRE belső törés teszt

2.3. Ellenőrzés Betonozkóppal (ultrahangos vizsgálat)

Az ultrahangos vizsgálat olyan roncsolásmentes vizsgálati eljárás, amely a betonban haladó ultrahang-frekvenciás akusztikai hullám terjedési sebességének meghatározásán alapul. A longitudinális hullámimpulzus terjedési sebessége a betonszilárdság becslésére alkalmas mérőszám. A longitudinális hullám gerjesztése során az adót és a vevőt a beton ellentétes oldalához kell akusztikai csatolóanyag alkalmazásával, illeszteni. A hullám terjedési sebességét (v) az adó és a vevőfej távolságának (s) és a hullámimpulzus mért terjedési idejének (t) hányadosából tudjuk számítani. A hullám terjedési sebességéből a betonszilárdság becsülhető. A betonozkópot gyakran használják tűzkárosult épületek felmérésére, mivel a betonszilárdság és az ultrahang terjedési sebessége között egyértelmű összefüggés mutatható ki, bár ha erőteljesen repedezett a szerkezet mérési hibát követhetünk el.

2.4. Ellenőrzés fúrasi ellenállás méréssel

A fúrasi ellenállás mérésére egy átalakított fúrót használnak, ami méri az adott mélységig történő fúráshoz tartozó fúrasi ellenállást (J/mm). A betonszilárdság és a fúrasi ellenállás közti

összefüggés nem adható meg egyértelműen, mert a nyomószilárdság számos más paramétertől is függ. Ezzel a módszerrel a tűz utáni károsodás mértékét lehet kimutatni, úgy hogy a károsodott és ép szerkezeti elem fűrészi ellenállása közti %-os csökkenést határozzák meg. A mérés csak 70%-os szilárdság romlásig használható, ami betonösszetételtől függően mintegy 700 °C-os hőterhelést jelent.

2.5. Színanalízis

A beton színe a hőmérséklet hatására megváltozik. A szín változások a következők (4. ábra):

szürke	300 °C alatt
rózsaszín-vörös	300-600 °C
szürkésfehér	600-900 °C
sárgásbarna	900- °C

A *rózsaszínes* elszíneződést az adalékanyag vastartalmú ásványainak dehidratációja okozza, ebből kifolyólag a beton színének alakulását nagymértékben befolyásolja az adalékanyag típusa. A kvarc adalékanyagú betonoknál jól használható ez a módszer a mészkő, illetve vulkánikus eredetű adalékanyagoknál kérdéses a módszer alkalmazhatósága. A mérés akkor ad megbízható eredményeket, ha egy furatmagminta felületén mérünk és összehasonlítjuk a színváltozás mértékét. Ebben az esetben jól becsülhető az elért maximális hőmérséklet, és ezzel a szilárdság csökkenés mértéke is.



4. ábra: A beton színének változása a tűz hatás során

3. VASBETON SZERKEZETEK TŰZ UTÁNI REKONSTRUKCIÓS LEHETŐSÉGEI

A helyszíni hiba feltárás a szemrevételezéssel kezdődik. Az egyértelmű omlás, nagymértékű alakváltozásokon kívül a felületi leválások, repedések és füst károk is beazonosítható. A feltárt károsodásokat osztályozni lehet, ennek egyik változatát az alábbi táblázat mutatja be.

A beton szerkezetek javítása lehet injektálással, a károsult rész bontása és helyettesítése, köpenyezés.

3. táblázat: A tűz során bekövetkezett károsodások osztályozása (fib bulletin 46, 2008)

A károsodás osztályba sorolása	Észlelt jellemzők					
	Felületkezelés, burkolatok	Felület színe	Repedések	Leválás	Vasalat	Törés/alakváltozás
0 (felületképzés javítás szükséges)	Érintetlen	Normál	Nincs	Nincs	Nem látszik	Nincs
1 (felületi javítás szükséges)	Felülettisztítás	Normál	Kevés	Minimális	Nem látszik	Nincs
2 (általános javítás szükséges)	Nagymértékű károsodás	Rózsaszín/piros	Mérsékelt	Lokalizált	Több, mint 25% látszik	Nincs
3 (nagyobb mértékű javítás szükséges)	Teljes mértékű károsodás	Rózsaszín/piros Világoszürke	Kiterjedt	Jelentős	Több, mint 50% látszik	Nem jelentős/Nincs
4 (nagy mértékű javítás szükséges)	Tönkrement	Világoszürke	A teljes felületen	A teljes felületen	Több, mint 50% látszik	Jelentős, nagy mértékű

A beton szerkezetek felújításának menete:

- beton felület tisztítása
- a károsult beton eltávolítása kézi illetve gépi eszközökkel vagy nagy nyomású vízsugárral
- szükség szerint a sérült acél betétek cseréje
- új beton réteg beépítése – lövelt beton

A beton felületek tisztítása történhet szárazjég- vagy homokszórással, vízsugárral, vegyi anyagokkal. A szárazjéggel és a vegyi anyagokkal történő tisztítás jár a legkevesebb járulékos károkozással.

A javítás sikerének kulcsa a tapadás biztosítása a meglévő szerkezet anyaga és az új anyag között. A tapadó felületet elő kell készíteni, érdesítéssel vagy tapadóhíddal vagy fém szerkezettel (a vasbetonhoz hegesztett bajusz, a szerkezetbe befűrt és beragasztott tüske).

4. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Megfelelő tűzállóság érdekében biztosítani kell a mérnöki szerkezetek tűz alatti állékonyságát, illetve sok esetben az épületek tűz utáni rekonstrukcióját. A tűz utáni rekonstrukció speciális megfontolásokat igényel, mind anyagtani, mind szerkezeti szempntból. Az épületek tüzeset utáni felújításakor nagyon fontos, hogy meg tudjuk határozni az épület károsodásának mértékét valamint a szükséges tennivalókat.

Amennyiben az épület rekonstrukciója szóba jöhet, akkor a roncsolásmentes vizsgálatokat részesítjük előnyben. Jelen cikk keretein belül a tűzkárosult vasbetonszerkezetek roncsolásmentes anyagvizsgálati lehetőségeit, és rekonstrukciós lehetőségeit mutatjuk be.

Jól látható hogy mind az épületfelmérésre, mind a rekonstrukcióra számos mérnöki módszer áll rendelkezésre. A mérnökök számára nagyon fontos hogy ezeket a módszereket és a módszerek korlátait megismerjék, hogy később megfelelően tudják alkalmazni azokat.

5. HIVATKOZÁSOK

- Balázs L. Gy., Lublőy É. (2009), „Magas hőmérséklet hatása a vasbeton szerkezetek anyagaira” *VASBETONÉPÍTÉS* 2009/2, pp. 48-54
- Balázs L. Gy., Lublőy É. (2008), Öntömörödő beton kifejlesztése előregyártott elemek készítéséhez, BME eng.sz.: 36275-003-EA/2008, Megbízó: Betonstar Kft.
- Balázs L. Gy., Lublőy É., Czoboly O. (2014), 6237 Kecel, Táncsics Mihály 1. szám alatti családi ház üzletterében keletkezett tűz utáni állapot felmérése és javaslat a földem helyreállításra, Megbízó: Tóth István
- fib** bulletin 46 (2008): Fire design of concrete structures-structural behaviour and assessment, ISBN: 978-2-88394-086-4
- Hegedűs I., Balázs L. Gy., Orosz Á., „Szakértői vélemény a MASPED Csepel, XXI. Marelit út -. Alatti tűzkárosult raktárának helyreállítása, Budapest 1984
- Kordina K. (1997): Über das Brandverhalten punktgestützter Stahbetonbalkaen, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 479, ISSN 0171-7197, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- Lublőy É., Balázs L. Gy.: Residual compressive strenght of fire exposed fibre reinforced concrete. *CONCRETE STRUCTURES Journal* 8: pp. 64-69. (2007)
- Lublőy É., Nemes R., Balázs L. Gy.: „Cementpéphez kevert kiegészítő anyag hatása a hőterhelés utáni nyomószilárdságra”, *ÉPÍTŐANYAG-Journal OF SILICATE BASED AND COMPOSITE MATERIALS* 60:(2) pp. 40-43. (2008), DOI: 10.14382/epitoanyag-jsbcm.2008.8
- Lublőy É., Balázs L. Gy.: „Post-heating strength of fiber-reinforced concretes” *FIRE SAFETY Journal* 49: pp. 100-106. (2012) IF: 1.222
- Majorosné Lublőy É., Balázs L. Gy.: A beton teherviselési módjának hatása a tűzterhelést követő maradó nyomószilárdságára, *VASBETONÉPÍTÉS* 8:(4) pp. 125-128. (2006, a)
- Majorosné Lublőy É., Balázs L. Gy.: Műanyagszál adagolású betonok alkalmazhatósága, különös tekintettel a tűzállóságra. *VASBETONÉPÍTÉS* 8:(2) pp. 57-63. (2006, b)
- Majorosné Lublőy É., Nemes R., Balázs L. Gy., Józsa Zs.: Könnyű adalékanyag betonok maradó nyomószilárdsága tűzterhelés után. *ÉPÍTŐANYAG-Journal OF SILICATE BASED AND COMPOSITE MATERIALS* 58:(2) pp. 41-46. (2006), DOI: 10.14382/epitoanyag-jsbcm.2006.9
- Szilágyi K. , Borosnyói A. A Schmidt-kalapács 50 éve: múlt, jelen, jövő, 1. rész: Módszerek és szakirodalmi összefoglalás, *VASBETONÉPÍTÉS* 2008/1, pp. 10-17

EGYETEMI OKTATÁS, MÉRNÖKI GYAKORLAT UNIVERSITY EDUCATION, ENGINEERING PRACTICE

László Muzelák Dr.

1119 Budapest Fehérvári út 151

SUMMARY

The article is a personally-toned letter to Tassi Géza, the author's former professor, in acknowledgement of his principles regarding university education and his role in both domestic and international engineering education. Tassi Géza, as an everyday man, has been presented in memories highlighting his marvellous storytelling capabilities.

The author's experiences regarding engineering works have also been detailed emphasising a common work with the professor and, in addition, the common principals concerning university examination.

The aim of creating OPTISEQUE (construction technology time planner software created by the author) is also expressed with regards to the barriers of the realization and the considerations while reaching the solution.

ÖSSZEFOGLALÁS

Személyes hangú köszöntő egykori professzoromnak, melynek keretén belül szó esik az egyetemi oktatás elveiről, Tassi Géza személyes szerepéről a hazai és a nemzetközi mérnökoktatásban. Kiemelve az ünnepelt anekdotizáló tulajdonságát néhány emlékkép mutatja be, mint embert.

Mérnöki munkáim közül néhányat felsorolva taglalom a tapasztalatokat, írok egy közös építési feladatról, valamint az oktatásról és a vizsgáztatásról vallott elveink hasonlóságáról. A cikk ismerteti az OPTISEQUE építési sorrend vizsgálatán alapuló időtervező program készítésének célját, a megvalósítás korlátait, a megoldáshoz elvezető gondolatokat.

Tisztelt Professzor Úr! Kedves Géza!

Tudod, mert rendszeresen meghívott és szeretettel fogadott vendég vagy találkozóinkon, hogy mi, 1970-ben végzett szerkezetépítő mérnökök ez év júniusában ünnepeltük annak a napnak 45. évfordulóját, amikor átvehettük a diplomáinkat. Abban az időben, életed legtermékenyebb időszakában te éppen ugyanennyi idős, 45 éves voltál, Hazánkban és határainkon túl is a vasbeton szerkezetek tervezésének, számításának egyik legjobban ismert, és elismert művelőjeként tartottak számon. Az egyetemen, aki előadásaidat hallgatta, s aki az életben találkozott, dolgozott veled sokat tanulhatott, és tanult is tőled.

Ma is vallod: a tartószerkezetek egyetemi oktatásának elismert fő feladata az elméleti alapokon nyugvó tervezés. Te ezt a célt olyan ismeretek közlése közé ágyaztad be, amelyek szükségesek a szóban forgó szerkezetek kedvező, tudatos alkalmazhatóságának átlátására.

Rámutatott a feszítés szükségszerű megjelenésére a vasbeton történetében. Világossá tette előttünk a feszítés elvét és céljait. Ismertette a feszített vasbeton szerkezetek speciális anyagának jellemzőit, a feszítés előnyeit és hibalehetőségeit. Hangsúlyozta, hogy a tervezéshez elmaradhatatlan a megvalósítási technológia ismerete. Érezhető volt, hogy felhasználta azokat a tapasztalatokat, amelyeket kivitelező vállalatnál végzett munkák során elő- és utófeszített szerkezetek megvalósításában szerzettél. Ezután részletezted a számítási elveket és módszereket. Megvalósult magas- és mélyépítési létesítményeken mutattad be, hogy mit lehet, mit célszerű esztétikusan, gazdaságosan a feszítés alkalmazásával létrehozni. A hallgatókért kifejtett erőfeszítéseid több mint 60 éve alatt fáradszázadok szolgálatát a hazai mérnökképzést. Munkád nemzetközi elismerését is jelenti, hogy a sok ország mérnökeit tömörítő FIP (Nemzetközi Feszítettbeton Szövetség) kítüntetett a FIP ezüstéremmel, a jogutód **fib** (Nemzetközi Betonszövetség) Magyar Tagozata pedig Palotás László-díjjal.

Amikor felkértek, hogy írjak ebbe a 90. születésnapodra készül kiadványba, hangsúlyozva érzem, hogy olyan szakmai cikk legyen, ami a te munkássághoz, a vasbeton, s azon belül is a feszített szerkezetekhez kötődik. Bár a diploma megszerzése után én nem a szerkezettervezés, hanem a gyakorlati építés, a szervezés, majd később annak oktatása felé fordultam, azonnal igent mondtam a felkérésre. Most már történelmi távlatnak tűnik az a nyolc esztendő, amikor hidat, utat, csatornát, metró alagutat építő, egy egészen rövid ideig hidépítési technológiát tervező mérnök voltam, mert utána (micsoda megtiszteltetés!) meghívtak a Budapesti Műszaki Egyetem Építéskivitelezési Tanszékére, s attól kezdve az építőipari gépek kiválasztására, telepítésére, az építési helyszín berendezésére, a munkák időbeli lefutásának tervezésére, a várható költségek számításának módszereire tanítottam most már én is a leendő mérnököket.

Kollégák lettünk. Tassi Gézát, a tanárt már ismertem, s most megismerhettem Tassi Gézát, az embert is. S veled együtt olyan, a szó igazi értelmében vett embereket, mint Halász Ottó, Szabó János, Neuwirth Gábor, Orosz Árpád, Vajda Zoltán, Kürti István, Balázs György és még számtalan nevet sorolhatnék itt.

Ifjú tanársegédként (mint jegyzőkönyvvezető) melletted ültem több államvizsga-bizottságban. Tapasztaltam mennyire szíveden hordod, hogy szeretted hallgatóid minél eredményesebbek legyenek. Ki-kiszaladtál a vizsgákról, a még várakozóknak tanácsokat adtál, mit és hogyan csináljanak, mit ne mondjanak, s ha ennek ellenére valamelyikük felelete nem sikerült tökéletesre, akkor neked, mint elnöknek a javaslatára átalakultok (a te szavaiddal élve) „megkegyelmezési” bizottsággá.

Amikor magam vizsgáztattam, valamint államvizsga-bizottsági tagként sok-sok év után is emlékeztem erre a metamorfózisra, s mindig hasonló elveket követtem. Egy beszélgetés után adott vizsgajegy soha nem az én pillanatnyi hangulatomat fejezte ki, hanem a hallgatónak a tárgykörben szerzett tudását. Úgy, mint annak idején te, elégtelent én sem szerettem beírni az indexbe. Szívesebben mondtam: „kedves kollega, jöjjön el még egyszer!” Neked és nekem sem volt az az elvem, hogy 'ha nem tudsz, bukj meg', hanem 'ha nem tudsz, tanulj!' Sokkal később mondták el nekem, hogy egy államvizsgán a bizottságban ülő kedves professzorasszony finoman odaszólt Tassi professzornak: „ne most akarja megtanítani!”

Szeretél mesélni, történeteid érdekesek, tanulságosak voltak.

Az egyik anekdota szereplője az általam már személyesen nem ismert Korányi professzor volt, s az ő szlogenjét idézted. Az oktatási szakra utalva az egyik hallgatótól megkérdezte:

„Kegyed hidász? Hát jó, ha tudja: mindegy, hogy egy híd azért szakad le, mert a tervezője nem ismeri a tartók statikája elméletét, vagy azért, mert nem tud számolni.”

A szlogen igazságát, sajnos, személyesen megtapasztaltam egy mechanika zárthelyin. Nagyon jól tudtam a ferde hajlítás számítási elveit, de egy különben rendkívül egyszerű feladatot igen bonyolulttá tettem azzal, hogy a bizonyítási vágy izgalmában a reakcióerőt így számoltam: $1 + 1 = 1$. Életed során olyan nyomatéki ábrát még nem láttál, mint ami ebből kikerekedett.

Tanulásgként mesélted, hogy (szerencsére időben javítható) hibát te is követtél el. A minket építőanyagokra és vasbetonszerkezetekre oktató Palotás professzor így vígasztalt: „Ha egy mérnök pályafutása alkonyán azt állítja, hogy ő soha nem hibázott, három eset lehetséges:

1. nem csinált semmit,
2. nagy szerencséje volt,
3. nem mond igazat.”

Egy nálad vizsgáló hallgató írásbeli feladatával kapcsolatban fordult elő, s mivel tanulásgként elmesélted élcélődésedet, tréfálkozásod szűkebb körödben elterjedt. A hallgató elégtelen dolgozata miatt azért reklamált, mert mindössze egy tizedest és egy előjelet tévedett.

„Kedves Kolléga!” –válaszoltál- „Nem elég, hogy tízszer kevesebb vasat tesz a szerkezetbe, hanem még azt a keveset is a másik oldalra helyezi.”

Számomra ez és a mechanika zárthelyimről elmondott történet azt a tanulásgot is magában hordta, hogy nem elegendő a számítási eljárásokat megtanulni, ki kell a mérnökbelen egy olyan érzéknek is fejlődnie, melynek segítségével azonnal felismeri az irrealitásokat. Kiszámoltam, ismerem az eredményeket, ezek szerint cselekszem a továbbiakban. Ez nem elegendő. Kell érezni, hogy az adott szerkezetben a számítás szerinti erőjáték úgy, ahogy a számok azt mutatják egyáltalán lejátszódhat-e. Noked és számos tanáromnak köszönöm, hogy ez a mérnöki érzék (legalábbis én úgy gondolom) bennem később kifejlődött.

Nyelvérzékem viszont nincs.

Rólád az a hír járja, hogy könnyen és szívesen tanulsz nyelveket. Ha idegen országba indulsz, akkor tanulsz a helyi nyelven.

Rómában feszített beton kongresszust rendeztek, és olyan kiválóságok mellett, mint Palotás László, Bölcskei Elemér, Apáthy Árpád, Thoma József, Garay Lajos (ez természetes) te is tagja voltál a magyar küldöttségnek. Felidézted középiskolai olasz tudásodat, mert érezted, hogy szükséged lesz rá. Mint a konferenciákon szokás, a szakmai tanácskozásokon kívül programokat szerveztek nektek. Az egyiket Vatikánban. A Szent Péter székesegyházban sokan gyűltek össze és a pápa, XXIII. János, áldást osztott. Elmondta, hogy nem tudja ugyan mi az a feszített beton, de megáldja a konferencia résztvevőit megjegyezve, hogy biztosan nagyon fontos dolog lehet, ha a világ minden tájáról ilyen sok ember jött miatta össze.

Egy a közelethez álló szerzetes látta rajtatok, hogy a pápa éppen rólatok beszél, megkérdezte tőletek, hogy mi az a feszített beton? Te azt válaszoltad neki, hogy hallhatta, a pápa sem tudja, mi az. A szerzetesben azonban nagy volt a tudásvágy, s mert –mint mondta– „többet szeretne tudni a pápánál” ragaszkodott a magyarázathoz. Te a felelevenített olasszal elmagyaráztad a lényegét.

Aznap két különleges esemény volt tehát életedben. Nem tökéletes nyelvtudással elmagyaráztál egy mondhatnám laikusnak egy speciális tudományos elvet, amit ő bizonyára

megértett, másrészt a FIP nemzetközi tagsága körében munkásságod révén pápai áldásban is részesültél. Kevesen mondhatják el ezt magukról.

Azon a júniusi találkozón Zsóry fürdőn beszélgetésünk közben azt mondtad: szeretnél többet tudni az én szakmai múltamról. Akkor halogattam az ismertetést, mert lélekben már készültem erre a téged köszöntő cikkre, s úgy éreztem lesz ebben lehetőségem, hogy a tiedtől elváló, de keveset azzal párhuzamosan is haladó munkámról írjak.

1970-ben, szerkezetépítő-mérnöki oklevelem kézhezvétele után érkeztem Kunszentmártonba. Éppen akkor, amikor megkezdődtek a 44. számú út korszerűsítési munkái. Ennek keretében egy új hídát is kellett építeni a Hármaskörösön. Ez volt Hazánkban az első szabadon szerelt technológiával megvalósított feszített vasbeton híd. Még nem volt tudomásom róla, csak jóval később jutott el hozzám az információ: te is tagja voltál annak a bizottságnak, amelyik 1961-ben felmérte, mely átkeléseknél lehet célszerű az itt már gyakorlatban is megvalósított technológiával hídát létesíteni. Megtudtam azt is, hogy munkatársaidal te végezted az előkísérleteket és a felszerkezet független, részletes ellenőrző erőtani számítását. Egészen különös érzés tölt el, ha arra gondolok, hogy volt közös munkánk, ha időben el is váltak a nekünk előírt részfeladatok.

Mindig hidásnak vallottam magam, s ennek nem mond ellent, hogy két nagy alagútépítő projekt is szerepel büszkén vállalt munkáim között. A Szentendrei-HEV vonalát a Margit híd előtt a föld alá vezették egészen a Batthyány térig. Itt egy kedves tanítványoddal, a találkozóinkra Dániából rendszeresen hazatérő Makszin Zsuzsannával volt szerencsém együtt dolgozni.

Emlékszem, a Dunával párhuzamosan futó alagút egy földalatti gátat képezett a budai hegyekből a folyó felé mozgó talajvíz előtt, ami a tervezők számára komoly kihívást jelentett. És alkalmat tapasztalatszerzésre is, amit a 3-as metró pesti oldalon a Dunával ugyancsak közel párhuzamos haladó alagútjának tervezésénél hasznosítottak. Már fel voltak készülve egy ilyen sajátos problémára és a korábbinál kedvezőbb megoldást tudtak javasolni.

A Milleniumi Földalatti Vasút meghosszabbításának építésén komoly, s az egyetemi oktató munkám során sokszor példaként emlegetett szervezési feladatot jelentett, hogy az építendő alagútszakasz két helyen is keresztezte a Budapest és Szeged közötti vasútvonalat. A munkát csak szakaszolva és a MÁV-val szorosan együttműködve lehetett elvégezni. A nagyon rövid vágányzárak miatt az építési feladatot különös gonddal kellett előkészíteni, a megállapodások szerinti részhatáridőket maximálisan betartani. Rendkívül tanulságos időszak volt ez nekem.

Rövid tervezői munkásságom büszkesége, hogy a Hídépítő Vállalat Technológiai Osztályán tagja voltam annak a csoportnak, amelyik kidolgozta a Szegedi Északi Tisza-híd mederpillér építésének technológiai terveit. Később már nem, de itt még fel kellett használnom statikai ismereteimet és kellett szervezési tervet is készítenem. A mederpillért a Tisza szélsőségesen változó magasságú és nagysodrású vízébe építették, az alapozáshoz a száraz munkaterületet szádfallal alakították ki. A rendkívül nagy víznyomás miatt csupán a szádfal kitámasztásának statikai megoldása is önálló mérnöki feladatot jelentett. Hajótervezésben jártas szakember bevonásával mi terveztük azt a katamaránt, ami a vízen végzett építési munkákhoz a munkaterületet képezte. Emlékszem, önálló tervdokumentáció készült arra, hogy a több tíz tonnányi berendezések miképpen jutnak fel a katamaránon kialakított munkaterületre.

Ezután következett az egyetem, később az Ybl Miklós Műszaki Főiskola.

Én az oktatás mellett életem legnagyobb részét az időtervezéssel kapcsolatos kutatásoknak szenteltem, azon belül is a sorrend és időoptimalizálásnak.

Lényege: egy több objektumból álló építési feladat megvalósításának időtartama nem csupán attól függ, hogy egy adott időszakban mennyi erőforrás, munkaslétszám, gépteljesítmény áll a kivitelező rendelkezésére, hanem attól is, hogy a termelőegységek milyen sorrendben veszik munkába az egyes létesítményeket. Ilyen esetben a szervezés nem egyszerűen folyamatképzés, folyamatelemzés, kapcsolás, hanem kombinatorikai elvekre épülő számítási eljárás is, hisz az objektumok lehetséges munkabavételi sorrend-variációi közül kell kiemelni azt, amelyik a teljes projektre vonatkoztatva a legrövidebb építési időtartamot eredményezi. A feladatot az teszi igen bonyolulttá, hogy a változatok száma az építmények számának faktoriálisával egyenlő, s az építmények számának növelésével csupán ezek előállítására rendkívül időigényes feladattá válhat. Mindemellett (építési időtartam-tervezésről lévén szó) az egyes létesítményeken belül a munka még részfeladatokat leíró folyamatokból is áll, melyek technológiai és szervezési elvek alapján kapcsolódnak egymással. A permutációt kombinálni kell tehát a hálótervezés módszerével.

Sem a hazai, sem a nemzetközi gyakorlatban nem találkoztam olyan szoftverrel, amelyik ezt a fajta közös feladatot egy eljárásba foglalta volna. Számítógépes programozási tudás nélkül határoztam el, hogy én e sajátos problémára megoldást keresek.

Kevés szomorú emlékem egyike az egyetemről, hogy a munkára nem kaptam támogatást sem szűkebb, sem távolabbi környezetből. Személyesen kerestem és találtam társakat. Programozó barátok láttak fantáziát e speciális feladat számítógépes megoldásában, de anyagi támogatás hiányában csak önszorgalomból, munkaidő után dolgozhattunk. Soká tartott tehát, amíg a program első verziója megszületett.

Számtalan zsákutcába jutottunk. Már-már feladtam a küzdelmet, amikor egyszer a televízióban Szent-Györgyi Alberttel csináltak riportot. A téma a rákkutatás volt. Többek között arról beszélt, hogy ezen a téren a kutatást hosszú ideig át nem törhető korlátok közé terelte az, hogy az alapkérdést rosszul tették fel. Mi is volt ez? „Mitől indul el hirtelen a szervezetben egy kontrollálhatatlan sejtburjánzás?” Ő azért tartotta helytelennek ezt a megközelítést, mert minden ember az általánosozó képességet rendkívüli sejtszaporodás eredményeképpen jön a világra. Az osztódás, legyen az a mi szemünkkel akármilyen gyors is, a sejtek természetes tulajdonsága. Vegyük észre azonban, hogy a terhesség hetedik hónapja körül a burjánzás hirtelen lelassul, és most kérdezzünk újra: „miért?” Mivel a rákkutatók végső célja egy olyan vegyület előállítása, mely a szervezet egy meghatározott sejtcsoportjának szaporodását blokkolja, ez utóbbi miért közelebb vihet a végső megoldáshoz, mint a korábbi.

„Lehet, hogy én is rossz irányba indultam el?” –gondoltam. Az általam javasolt rendszer alapelve az volt, hogy valamennyi lehetséges úton végighaladva a program számítja a hozzá kapcsolódó építési időtartamot, majd közülük kiválasztja a legrövidebbet.

De valamennyi lehetséges változatot figyelembe kell-e venni? Létezik-e, mérnöki gondolkodással meghatározható-e, a számítógép számára érthetően algoritmizálható-e olyan variáns, ami biztosan nem ad a célt kielégítő eredményt? Ha igen, akkor annak részadatait biztosan nem kell meghatározni, a számítási időtartam olyannyira lerövidülhet, hogy végső soron elvezet egy működőképes időtervező és időoptimalizáló programhoz. Így született meg az OPTISEQUE néven ismerhető szoftver.

Egyszer egy építési vállalkozó, miután megnyert egy bevásárlóközpont építésére kiírt versenytárgyalást, felkért, hogy vegyek részt a munka előkészítésében, s az OPTISEQUE-kel készítsék ütemtervet. A cég dolgozói által adott információk segítségével elvégeztem a számításokat, az eredményeket táblázatos és grafikus formában dokumentáltam, s átadtam a megrendelőnek.

Nem lehetett tudományos elvekre épülő komoly szervezési ismerete, mert azt kérdezte: „Ezzel most mit csináljak?”

Mivel beszélgetéseinkből kiderült, hogy jól zongorázik, azt javasoltam, hogy tekintse partitúrának, s az építkezést, mint egy sokszólamú zeneművet, ebből vezényelje le. Ha úgy gondolkozik, mint egy karmester, s az ütemtervből helyesen olvassa ki, mikor melyik szólalnak kell belépnie, mely hangokat milyen hangerővel kell játszania, mely szólamoknak kell éppen együtthangzani, hogyan következnek egymás után, akkor egy fület, lelket gyönyörködtető produktum, vagyis egy gazdaságos projekt jöhet létre. Ehhez azonban a karmesternek szigorúan meg kell követelnie, hogy mindenki a partitúra szerint játsszon, egy-egy késedelmes belépés, nem a hangjegyek által meghatározott hang megszólaltatása hamissá teheti a teljes zenei alkotást.

Úgy láttam megértette a hasonlatot, elkezdte a dokumentum részadatait tanulmányozni, s emlékeim szerint karmesterként is megállta a helyét.

Tisztelt Professor Úr! Kedves Géza!

Örömmel tölt el, hogy ilyen szép kort értél meg, hogy egykoron tanítványod, majd jó néhány esztendővel később munkatársad lehettem. Öröm látni, hogy szellemed még milyen friss, emlékezőképességed a régi, megszámlálhatatlan tanítványod legtöbbjére ma is emlékszel, fel tudsz idézni hozzájuk kapcsolódó eseményeket, emlékeket.

Megtiszteltetés, hogy születésnapodon ebben az ünnepi kiadványban köszönhetlek, bár az én mérnöki munkásságom nem a feszített vasbetonszerkezetek készítésének, számítási elveinek gyakorlati alkalmazására épült.

Őszinte és nagy-nagy tisztelettel

Dr. Muzelák László
okleveles építőmérnök
ny. főiskolai docens

TALÁLKOZÁSAIM TASSI GÉZA PROFESSZORRAL

Polgár László
Polgár-Terv Mérnök Kft.

1. ÖSSZEFOGLALÁS

Polgár László 50 éves pályafutása összefonódott tanárának, Dr Tassi Géza professzor úrnak az oktatási tevékenységével. Tassi professzor a gyártási, kivitelezési gyakorlatát ugyanannál a 31 sz. ÁÉV-nél szerezte, ahol Polgár László pályájának első felét töltötte. A kis áttekintés erről az első 25 évről, majd az utód vállalt az ASA Építőipari Kft. legújabb fejlesztésén keresztül mutatja be a pálya néhány fő állomását, időrendben.

2. VISSZAEMLEKEZÉSEK - A FESZÍTETT VASBETON HAZÁNKBAN

1960. Tizzaszederkény Tiszai Vegyi Kombinát

Gnädig Miklós vezetésével Kollár Lajos és Lőke Endre több elemből összefeszített vasbeton tartó családot terveztek, 18m, 24m és 30 m feszítávolságokkal. Ezek közül különösen kitűnt a kompresszorház 30 m feszítávolságú rácsos tartója.



1.ábra A 90 éves Lőke Endre 2012-ben örömmel szemléli a most már több, mint 50 éve tervezett és megvalósult kompresszor csarnok utófeszített vasbeton tartóit

1962 Tassi Géza a 31 sz. ÁÉV-nél, mint főtechnológus helyettes dolgozik egy éven át. Nagyon helyes törekvés volt abban az időben, hogy az egyetemi oktatók töltsenek el egy évet valamely termelő vállalatnál. Akkor Mók László volt a 31 sz. ÁÉV főtechnológusa. Mók Lászlónak nagyon jó kapcsolatai voltak a nyugati vasbeton elemgyártó cégekkel, mert amikor a Helyszíni Előregyártás könyvét írta (az egyik legtöbb idegen nyelvre fordított magyar szakkönyv), sok elemgyártó céggel felvette a kapcsolatot. Az egyik jó barátja Oskar Schmalhofer, a Dyckerhoff Widmann cég főkonstruktőre volt. Tőle kapta meg többek között az 1963. évi Betontag kiadványát, melyben részletes beszámoló olvasható a Maracaibo híd építéséről. Ekkor a világ túlsó oldalán Venezuelában, a Maracaibo híd építéséről még nem hallottunk. 1962. augusztusban nyitották meg!



2. ábra feszített cölöp beemelése

A feszített cölöpök egészen 60 m hosszíg készültek. Egyik részét a cölöpöknek elemekből feszítették össze, a másik részét hosszú padon gyártották.

Érdekessége a Maracaibo hídnak, hogy a megvalósításra kiírt pályázatra beérkező 12 pályamű közül 11 acélból képzelte el a híd felépítését, egyedül az olasz Morandi pályázata tartalmazta a feszített vasbeton gerendákat. Ugyan nem a vasbeton megoldás volt a legolcsóbb, de a tartóssági szempontok a vasbeton (feszített beton) változat felé billentette a döntéshozókat. Ma már, hála az Internetnek, elolvashatjuk a több, mint 50 évvel ezelőtt történeteket. Az akkori „vasfüggöny mögötti” világ egészen más volt a mi magyarországi világunknál, de erről akkoriban még nem sokat tudhattunk.

1964. A feszített beton előadások BME IV évfolyam

Magam ekkor talákoztam először Tassi Géza Tanár Úrral. Ugyan már 1961 –től a 31. sz. ÁÉV ösztöndíjasa voltam, de a feszített vasbeton azokban az időkben még nagyon sejtelmes fogalomnak számított. Lóke Endre „sinus héjelem”-éről a szolnoki TVK raktár épülethez, vagy például Reisch Róbert nagylaki Kenderpozdorja gyár 27 m feszítávolságú utófeszített gerendáiról akkor még nem hallottam. Ezekben a tartószerkezeti megoldásokon akkor lepődtem meg, amikor a diplomaterveket készítettem. Azt is csak később tudtam meg, hogy a ferencvárosi házgyárhoz és a győri házgyárhoz a ferencvárosi helyszíni előre gyártó poligonban gyártották az utófeszített rácsos tartó elemeket. Ma elolvasható a 60-as években megjelent cikkeket, megdöbbentő, milyen nagyszerű szerkezetek épültek azokban az időkben.

1965. Tassi Géza Professor Úrtól tanultam a feszített gerendák tervezését

Abban az időkben a Magnel egyenesek szerkesztésével határoztuk meg a feszítő kábelköteg helyzetét, nagyságát. Valami olyasmi volt annak idején is, ahogyan az a mostani BME tananyagban is szerepel. Annak idején úgy tanította Tassi professzor úr, hogy a feszített gerendák alsó övében a teljes húzóerőt feszítő betétekkel célszerű felvenni, mert hiszen éppen az a célunk, hogy a beton későbbi húzott övébe jelentős nyomó feszültséget vigyünk be. Azóta sokat változott a feszített vasbeton megítélése. Ma már természetesnek tartjuk a folyamatos átmenetet a feszítetlen vasbeton tartók és a teljes húzóerőt feszítő betétekkel felvevő tartók között.

1966. Diplomamunka

Tassi Tanár Úr javaslatára: 30m feszítávolságú csarnok tetőgerendái. Tassi Tanár Úr maga vitt el bogár VW autóján az IPARTERV-be Pozsgai Lajoshoz. Pozsgai Lajos megengedte, hogy az IPARTERV-ben készítsem a diploma munkámat. Pozsgai Lajossal és Ivits Ivánnal egy szobában az IPARTERV-ben készíteni a diploma tervemet igazi kitüntetés volt. Bemutattak Lóke Endrének és Komlósi Istvánnak, megismerhettem a TVK és a bajai hűtőház terveit. Éppen a diploma munkámmal kapcsolatban kerestem a szakirodalmat az egyetemi könyvtárban. Ott akadtam rá: Konez Tihamér: Handbuch der Fertigteillbauweise 3 kötet.

Érdekes volt, hogy ez a 3 kötet akkoriban annyira új volt, hogy még az IPARTERV-es kollégák sem ismerték, annak ellenére, hogy Koncz Tihamér 1956-ban az IPARTERV-ből hagyta el az országot. A könyv 1962-ben jelent meg Németországban.

1966-ban Magyarországon még lehetetlen lett volna 30 m hosszú gerendákat egy darabban szállítani. Az összes szocialista országban, azokban az időkben a több elemből összefeszített vasbeton rácsos tartók voltak az általánosak. Acél rácsos tartók azokban az időkben csak ritkán fordultak elő, az acél anyag hiánycikknek számított, inkább fegyverkezésre használták az acélt, nem tartószerkezetekhez. Nem véletlen, hogy a diplomatervem is három változatban, de elemekből összefeszített 30 m fesztávú gerendákat tartalmazott.

48 éves pályafutásom alatt néhányszor már változott a feszített tartók tervezése. Az első találkozásom a feszített tartókkal Hódmezővásárhelyen volt, a Szaniter Gyár 18m fesztávolságú, 4 db-ból összefeszített tartóinál. A hibás kiinjektálások javítását kellett ellenőriznem.

A hódmezővásárhelyi szaniter árú gyár építése 1965-ben kezdődött. A 9 * 18 m pillérállású csarnok vasbeton főtartóit az akkori, az IPARTERV-ben, szinte típus szerkezetnek számító, 4 db tömör gerincű elem összefeszítésével tervezték. Miután 1965-ben Hódmezővásárhelyen semmiféle előzménye nem volt hasonló szerkezetek építésének, az elemeket Tiszaszederkényben gyártották, a 31 sz. ÁÉV poligonjában, és vasúton szállították Hódmezővásárhelyre.



3. ábra A 18 m fesztávú főtartó 4,5 m hosszú elemének levétele a traktor vontatta pótkocsiról



4. ábra A főtartó elemei a földön, fekvő állapotban, mellette a láncalpas 5 tonna teherbírású daru, a sárban



5. ábra Feszítő huzalok behúzása a kábelüregbe

Az előre gyártott gerenda elemeket 2 cm hézaggal állították a talajra. A hézagot cementhabarccsal öntötték ki. A cementhabarcs alkalmasint befolyt a kábelüregbe, aminek katasztrofális következményei voltak. Az injektálási hiányosságok azokban az időkben az egész szakmát megrázták, nagyon lecsökkent a bizalom az elemekből összefeszített tartók iránt. Hamarosan sokkal izgalmasabb téma volt: az Edénygyárhoz készültek az első feszített TT tetőelemek. A szaniterárú gyár tetőgerendáinál felmerült problémák (nem régen megnéztem ezen gerendákat, készítésük 50 éves évfordulójára készülve. Igen jó állapotban vannak, a Villeroy Boch itt gyártott szaniter termékeit az egész világra szállítják!) miatt az előfeszítés került előtérbe.

1966. decemberben kezdtük építeni Hódmezővásárhelyen a poligon üzemét. A TT elemek gyártásához a beton sablonokat szintén Tiszaszederkényben gyártották. Ezek az első TT tetőelemek még 2 m szélességgel készültek. A már megtervezett csarnok tartószerkezeti méreteit tartani kellett. A 26 db 5mm átmérőjű feszítő betéteket tört vonalban kellett lefeszíteni, miután a szálankénti lehorgonyzások sok helyet foglaltak el.

1967. Hódmezővásárhely: TT 18 tetőelemek gyártása

Tassi Tanár Úr meglátogatott Hódmezővásárhelyen. Büszke volt tanítványára, Max-Paul sajtó ismertetőt kért az éppen akkor írt könyvéhez.



6. ábra 1969. Az Edénygyár építése

A T és TT tetőelemek kezdik kiszorítani az utófesztítést. Ezen tetőelemek először 5 mm átmérőjű feszítő huzalok megfeszítésével készültek. A huzalokat a feszítő bakokon elhelyezett lemezeken kialakított lyukasztás által meghatározott elrendezésben feszítették meg, majd a tartó közepétől 3,5m távolságokban a tartó alá szorították le. Először ez csavarozással történt, majd később a Paul feszítő sajtóval.

Ebben az időszakban Tassi Tanár Úr többször meglátogatott Hódmezővásárhelyen. Tassi Géza igen jó barátságban volt Makk Lászlóval, mindketten erdélyi gyökerekkel rendelkeztek. Hamarosan engem is a baráti társaságukba vettek.

Később a TT 18 elem tartóvégén előfordultak függőleges repedések, emiatt módosítottuk a huzal elrendezést a tartó végén: több huzalt lentebb vezetünk. Először 1970-ben találkoztam azzal, hogy a feszített gerendákban nem helyes a feszítő betétek tartó végi túlzott felvitele, mert az alul vezetett feszítő betétek esetén alakul ki a vonórudas ívhatás, ami nagyon kedvezően befolyásolja a nyírási kengyelek mennyiségét. Kedvezőbb, mint a feszítő betétek felvezetéséből adódó nyíróerő felvétel.

1974. Áttérés a feszítő huzalokról a feszítő pászmákra

Az előfeszített vasbeton elemek gyártásához igen nagy segítséget jelentett, amikor a December 4 Drótművekben elkezdődött a 7 eres feszítő pászmák gyártása. Már korábban is be lehetett szerezni feszítő pászmákat Csehszlovákiából, de a magyar gyártás beindítása után jelentősen megnövekedett a pászmák alkalmazása a feszítő huzalok rovására. Elkezdődött a közbenső födémelekhez is a TT födémek gyártása. A 31 sz. ÁÉV kiadta a feszített közbenső TT födémek katalógusát. Az első alkalmazások iskola építésekénél voltak.

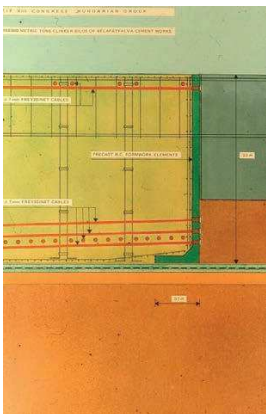


7. ábra TT födémek a 31 sz ÁÉV hódmezővásárhelyi üzemében, 1976.

1975. Bélapátfalvai klinkertároló

Számomra rendkívül érdekes feladat volt a bélapátfalvai klinkertároló silók alaplemezeinek áttervezése. A klinkersilók 50 m * 50m alaplemezeit az IPARTERV-ben 4,3 m vastagsággal tervezték. Az ilyen vastag vasbeton lemezek vasalásának nem volt hazai előzménye. Leonhardt professzor 1965-ben megjelent cikkére a vasalás művészetéről már korábban felhívta a figyelmemet mesterem, Lőke Endre. Ebben a cikkben olvastam arról, hogy a vastag vasbeton lemezek esetében előnyös lehet a feszítés, a betonba nyomó feszültség bevitelével, hogy a zsugorodási repedéseket elkerüljük. Az építető elfogadta javaslatomat, és így lehetőségem nyílt az alaplemez áttervezésére, utófeszített vasbeton lemezzel. Tassi Géza tanár úr a londoni FIB konferencián számolt be erről.

1978. London, Feszített vasbeton kongresszus (FIP), Tassi Géza előadása



8. ábra 3 m vastag vb lemez a klinkersilók alatt konstrukció bemutatása



9. ábra Lemez feszítése Freyssinet sajtóval



10. ábra A 3 m vastag lemez vasalása

1975 Átérhettünk a feszítő pászmák alkalmazására

Miután a December 4 Drótművek elkezdte Magyarországon a feszítő pászmák gyártását. Ekkor már a híderendák feszítő pászmákkal készültek. Szlovákiából szereztek be a pászmákat. 1975-ben jelent meg a 31 sz. ÁÉV feszített közbenső TT elemek ismertető füzet. A közbenső födémeknél ettől kezdve 18 m feszítávolságig volt kínálat a nagy feszítávolságú közbenső födémek megvalósítására. A rendszert Lőke Endre dolgozta ki, magam csak segédkeztem a fejlesztésben. Ettől kezdve nagyon sok épület födéme épült ezekkel a födémekkel. Ezeket a födémeket még teljes feszítéssel készítette a 31 sz. ÁÉV, azaz a húzóerőket 100 %-ban a feszítő pászmák vették fel. Azokban az időkben többször előfordult, hogy (külső körülmények miatt) a födémek összeszerelése után hosszabb ideig állt az építkezés. Ilyenkor a födémek feszítésből adódó kezdeti felgömbülése a beton kúszása

miatt tovább növekedett, az elviselhetőség határán túl is. Ekkor már ismert volt Thürliman vizsgálatainak az eredménye, miszerint a feszített tartókat helyesebb a 0% feszítéstől a 100 % feszítésig, mint folyamatos átmenetet képezhető tartókat kezelni, és teljesen természetes, ha a húzóerők egy részét betonacélokkal vesszük fel. Ettől kezdve rendszeresen használtuk a vegyes vasalásokat, rendszeres volt, hogy a húzóerő mintegy 20 %-át vettük fel betonacéllal.

1980 Feszítő pászmák lefeszítése nélküli tetőelemek

Felkérést kaptam, oldjam meg a TT és T elemek gyártását lefeszítés nélkül. Ekkor már a világban egyre gyakrabban elhagyták a lefeszítést, miután az elég munkaigényes volt. De a tudományos kutatások is azt az eredményt hozták, hogy a tört vonalú feszítő betét vezetés nem hozza a várt hasznot. Így született meg a feszítő pászmák lefeszítése nélküli tetőelemek terve. Közben egyre gyakrabban jött elő a kérdés, mennyiben jelent problémát, ha a hajlítót gerenda elemek felső övében a beton bereped?

Keresnem kellett a szakirodalomban, hogyan is áll a dolog ezekkel a főfeszültség vizsgálatokkal? Leonhardt professzor már 1970-ben leírta egyik cikkében: *A kísérletek is azt mutatták, hogy a ferde lejtésben vezetett feszítő betétek a nyíróerő felvételben nem mutatkoztak olyan előnyösnek, mint ahogyan azt korábban vélték. Ugyan kétségtelenül megvan az ilyen feszítő betétek függőleges erő felvevő része, de a ferde vezetés csökkenti a belső beton nyomóerő hajlását és ezáltal a nyíróerőnek a beton által felvett részét.*

Polónyi István professzor a 80-as évektől kezdődően nagyon sokat foglalkozott a vasbeton szerkezetek célszerű vasalásaival. Több írásában is kritizálta azt a helytelen gyakorlatot, amikor a vasbeton szerkezeti elemeket mint homogén rugalmas anyagú tartószerkezeti elemként vizsgálják, függetlenül azok vasalásától. Különösen a feszített vasbeton szerkezetek esetében a feszítés hatására a belső erőjátékok jelentősen megváltoznak.

Hová tűntek az előre gyártott elemekből összefeszített vasbeton tartók?

Miközben a 60-as, 70-es évek feszített vasbeton gerendáit az elemekből összefeszített tartók uralták, ezen tartóknak a 31 sz. ÁÉV hosszúpadon gyártott TT18 és T 24 elemei vetettek véget. A hidépítésben a 70-es években még tovább éltek az utófeszített gerendák. A helyszínen gyártott utófeszített gerendákat a Hidépítő Vállalat készítette, majd több szabad szerelésű híd is épült a körösök felett- A hidépítés utófeszített gerendáival szemben a BVM előfeszített híderendái előnyösebbnek bizonyultak.

1984 Y tetőelemek gyártása

Érdekes kezdeményezés volt az olasz betonelem gyártásban az akkori időkben általánosan használt Y tetőelemek gyártásának indítása. Az olasz Angelo Velo cégtől vásárolta meg a 31 sz ÁÉV a gyártási eljárás Know-how-ját. Ezeket az elemeket Olaszországban sok esetnem szigetelés nélkül, a beton vízzárására alapozva építették be tetőkre. Magyarországon is megépítettünk számos épületet, de átütő sikert nem sikerült elérni ezekkel az elemekkel. Az Y elemek túlságosan meghatározták az épületek megjelenését, az építészek nem fogadták lelkesedéssel, hogy a gyártmány határozza meg az építészetet. Ezen elemek gyártásának indítása ugyanakkor nagyon sok gyártástechnológiai újdonságot hozott magával. A leghosszabb tetőelemek 30 m –t is elérték (Vásárosnamény bútorlap gyártó csarnok), rendkívül kedvező beton felhasználással. Érdekes volt az 5 mm átmérőjű kengyelekkel készült vasalás.



11. ábra Vetőmagraktár. Boly Y elem lefedéssel

A hosszú elemeket szállító járművek sokat fejlődtek, lehetővé vált még a 44 m hosszú előfeszített gerenda szállítása is. Az ilyen hosszú elemek szállítása az új autópálya építéseknél rendszerint nem okoz problémát. Más a helyzet a városi beépített környezetekben épített épületek esetében. Ilyen eset volt a siófoki kézilabda csarnok, ahová nem lehetett a 40 m hosszú gerendákat egy darabban beszállítani. Így kellett visszatérni a 60-as évek több elemből összefeszített gerenda megvalósításhoz.

2015 Utófeszített tetőgerendák 50 év kihagyás után

A nagylaki kenderpozdorja gyár, az alföldi porcelángyár, a ferencvárosi házgyár tetőgerendáinak tervezése, gyártása, szerelése 1964, 1965 években az elemekből összefeszített tetőgerendák már szinte rutin feladatnak számítottak. Ezen gerendák jellemzője volt, hogy az előre gyártott elemek között cca. 2 cm szélességű hézagot hagytak, és az elemek talajon történt összeszerelése után a hézagokat cement habarccsal öntötték ki. A feszítéssel természetesen meg kellett várni, amíg a kiöntő cementhabarcs megszilárdul. Ezen feszített tartók megvalósításának egyik legnehezebb része volt annak biztosítása, hogy a kábelüregekbe ne folyjon be a cementhabarcs. Hogy ezt nem sikerült mindig biztosítani, a legkirívóbb példája volt a hódmezővásárhelyi szaniter árú gyár esete. Sok gerendát kellett utólag injektálni, amikor kiderült, több gerendában hiányosak az injektálások!

Amikor 50 év után felmerült, a siófoki gerendákat több elemből kell készíteni, a legfontosabb kérdés az volt, hogyan készüljenek az elemek közötti hézagok. Amikor felvetődött, megvalósíthatók a siófoki kézilabda csarnok tetőgerendái vasbetonból, többen óvtak a kontakt illesztéstől. A kontakt illesztés azt jelenti, hogy az egyes elemek közötti hézag csupán néhány mm, szerencsés esetben akár száraz illesztés is lehetne, azaz nulla szélességű hézag! Külön gondot okozott, hogy a mai magyar feszített tartó oktatás és ismeretek elég jelentős különbséget tesznek az előfeszített és az elemekből összefeszített utófeszített tartók között. A betonelem gyártó alapvető érdeke, hogy azonos sablonokat használhassanak mindkét esetben, hiszen miközben az egyik esetben a munkahelyre szállítható a gerenda egyben, a másik esetben csak darabokban.

A siófoki gerenda megvalósulásáról külön cikkben számolunk be. Számomra igen nagy öröm, hogy 50 év után Tassi Tanár Úr 90-dik születésnapjára mintegy ajándék, hogy megvalósulhattak a siófoki 40 m hosszú gerendák, 3 db elemből összefeszítve.

Értékelés A magyar betonépítésben az előre gyártott vasbeton elemek már 50 évvel ezelőtt is magas színvonalon készültek. Az 50-es, 60-as évek innovatív szellemisége újra éled a mostani új kihívások, különösen az új betontechnológiai lehetőségek révén.

HÍDÉPÍTÉS ÉS MINŐSÉGELLENŐRZÉS

Dr Tariczky Zsuzsánna

Hídépítő ZRt

KÖSZÖNTŐ

Őszinte tisztelettel és szeretettel köszöntöm születésnapja alkalmából dr Tassi Géza professzor urat, kedves Géza bácsi! Mint a hídépítésben elkalandozott építész, mindig csodáltam szorgalmát, szakmai elhivatottságát, tudását, munkabírását. Személyes beszélgetéseinkben az elmélet és a gyakorlat találkozott. Ha kérdeztem, családját szerető édesapa kedvességével tette személyessé válaszait.

Az 1970-es években rendelet írta elő a bauxit cementtel készült építmények bejelentését, vizsgálatát, megerősítését. A Budapesti Műszaki Egyetem Hídépítési Tanszék és az Építőipari Minőségvizsgáló Intézet is részt vett ebben a munkában. Első találkozásunk erre az időre tehető.

Nagyon sok jó egészséget kívánok, és fogadja szeretettel gondolataimat a Hídépítő Vállalatnál eltöltött évek minőségellenőrzési munkáiról.

ÖSSZEFOGLALÓ

A technika fejlődése mellett, mely a monolit szerkezetektől a szabadkonzolos technológiák megvalósításáig terjedt, kialakult a minőségellenőrzés, minőségszabályozás rendszere. Az egyre igényesebb technológiák, egyre szigorúbb ellenőrzést igényeltek. A megnövekedett forgalom, az utak szózása, a megváltozott környezeti feltételek eredményeként megjelent az igény tartós beton-, vasbeton-, feszített vasbeton szerkezetek építésére. A beton és betontechnológia fejlődését korábbi munkáimban bemutattam, de hogy a minőség ellenőrzés, a minőség tervezés, minőségbiztosítás ez idő alatt hogyan alakult, most először foglalom össze.

1. BEVEZETÉS

A vasbeton kezdete 1850 Monier vasalt virágserepe. A hazai betonokról írásos feljegyzéseket először Mihalik János 1860-ban készített. Az igazi kezdet azonban az 1900-as évi párizsi világkiállítás, amelyről Zielinski Szilárd a Hennebique- rendszer ismeretét hozta magával, melynek elve, hogy a beton a nyomásokat, az acélbetét a húzásokat veszi fel. A magyar vasbetonépítést Mihailich Győző műegyetemi tanár lendítette fel. Az általa tervezett sinkai viadukt mintaszerű szerkezetével 1908-ban külföldön is ismereté vált.

Ez időben kezdtek foglalkozni a vasbeton elméletével és mérekszámításának kérdéseivel. 1909-ben megjelent az első magyar vasbeton szabályzat, melyet a Magyar Mérnök és Építész

Egylet adott ki. A szabályzat foglalkozott a vasbeton szerkezetek tervezésével, építésével. Ezen szabályozást 1931-ben korszerűsítették, először írták elő a szilárdság ellenőrzését.

A közúti hidakra szabályozás tervezetet 1938-ban Palotás László állított össze. A MÁV kötelező érvényű, korszerű szabályozást a vasúti hidak tervezésére és építésére 1951-ben készített, majd kiegészítette a H.2. sz. utasítással 1955-ben. Az 1950. évi Ideiglenes Közúti Hídszabályzat után, a Közlekedési- és Postaügyi Minisztérium Közúti Főosztálya 1956-ban fogalmazta meg először a tervezés, ellenőrzés szabályait hidak esetén. A vasbeton munkák szakszerű kivitelezésére 1962-ben megjelent az Építési Kivitelezési Szabályzat.

A vasbeton építés korai szakaszában felmerült a beton repedésmentességének kérdése. Hazai folyóiratokban 1951-től jelentek meg cikkek a feszítés külföldi tapasztalatairól, mely a repedésmentes állapotot hivatott megoldani. Magyarországon a feszített beton szerkezetek meghonosodása azonban nem volt töretlen. Akadályozta a fejlődést a feszítéshez szükséges huzal-, berendezés hiánya, továbbá a tapasztalatlanság az elméletben és a gyakorlatban. Első próbálkozások után elterjedése megtorpant. 1948-ban szakbizottság alakult a feszítés ügyének tisztázására. A Műegyetem II.sz. Hídépítési Tanszék foglalkozott a feszítőhuzal hullámosításával és a lehorgonyzás kérdéseivel, míg Hídépítő Vállalat a technológia részleteivel. A kísérletek, a megszerzett tapasztalatok alapján, 1953 után megkezdődtek hazánkban is a feszített hidak építése. Az építést nehezítette, hogy 1963-ig általában drágábbak voltak, mint a monolit vasbeton szerkezetek. 1956 – 1960 között végleg kialakult a főirány: üzemi előregyártásban a Hoyer rendszerű-, a helyszíni szerkezetépítésben a Freyssinet rendszerű feszítés. A beton-, a vasbeton-, a feszített vasbeton szerkezetek elterjedésének ezután már nem volt akadálya, a hídépítés erőteljes fejlődésnek indult. Ebben az időben (1972) kerültem a Hídépítő Vállalathoz több éves anyagvizsgáló gyakorlattal, illetve kis kitérő után megtapasztalva a kivitelezés légkörét.

2. MONOLIT SZERKEZETEK, HELYSZÍNI ELŐREGYÁRTÁS (1972 – 1980)

A Hídépítő Vállalat ebben az időben monolit szerkezeteket, utófeszített tartókból helyszíni előregyártással felüljárókat, ártéri hidakat épített. Az utófeszített tartók 17 – 30,80 m-es nyílástartományban készültek Freyssinet rendszerű utófeszítéssel. A tartógyártás a helyszínen, vagy annak közelében volt. Az alapanyagok beszerzését minden esetben a helyszín határozta meg, a minőség biztosításán túl cél volt a gazdaságosság is.

Ebben az időben a Közlekedési- és Postaügyi Minisztérium Sz H₁/1 Közúti Hídszabályzata a beton alapanyag vizsgálatait, előzetes betonvizsgálatot ($\geq B200$), kiállványozáshoz-, feszítéshez tájékoztató betonvizsgálatot írt elő. Eredmények dokumentálása jegyzőkönyv, mely az Építési Napló melléklete volt. A szerkezetek vizsgálatainak rendszerezése „Építési vizsgálati adatlapon” csak 1984 után kezdődött meg. A termék átvételt, a kifogásolás rendjét a szállítási szerződésekről szóló 10/1966 (II.14) sz. Kormányrendelet, valamint a végrehajtására kiadott 250/1966 (II.14) sz. utasítás szabályozta, úgy a mennyiségi-, mint a minőségi hibára vonatkozóan. A hidak átvételi eljárását a Közlekedési- és Postaügyi Minisztérium Közúti Főosztálya 954.820/1969 sz. rendeletben írta elő. Bizonyos vizsgálatok elvégzését a kivitelezői laboratóriumokban engedélyezett. A Hídépítő Vállalat beton vizsgálatok végzésére volt jogosult. Az ellenőrzést a minisztérium 1974-ben a 459.845/74 sz. rendelkezésével szigorította. Az Építési Kivitelezési Szabályzat által meghatározott minősítő mintákat az építető jelenlétében kellett venni, míg a munkákat a műszaki ellenőrnek a kivitelezés során folyamatosan ellenőriznie kellett, az eredményét a kivitelezői Naplóban rögzítve. A minőségellenőrzés szabályait 1975-ben vállalati rendelkezésben foglaltuk össze. Előírtuk,

hogy a szerződések megkötésénél a vonatkozó utasítások, mint szerződéses feltételek kell, hogy szerepeljenek. Az egységes minősítő munka-, a vizsgálati adatok pontos vezetése érdekében készítettünk mintavételi-, vizsgálati jegyzőkönyveket.

3. ÜZEMI ELŐREGYÁRTÁS TERMÉKEI, ÁTVÉTEL

Az autópálya építés 1970-től felgyorsult. Először csak a felszerkezet, majd az alépítmények is előregyártott elemekből készültek, majd az utófesztített tartógyártást kiszorították az üzemi feltételek melletti előfesztített tartók. EHG_T, EHG_{TM} 10-30m-es, UB tartók 6-26m, UH tartók 4-14m-es nyílások áthidalására. KCS tartók kis hidak építésére. A termékeket a gyártó telephelyén, a KPM Közúti Főosztály által jóváhagyott Műszaki Átvételi Feltétel alapján vettük át, a kiszállítás előtt. Gyakorlat volt a Hídépítő Vállalatnál a termékek gyártásának megkezdésekor, a tartók megtekintése, véleményezése. Átvételkor ellenőriztük az előírt paramétereket, a gyártás ellenőrző vizsgálatainak rendelkezésre álló adatait. Külön intézkedtünk, amennyiben a gerincepedés-, az alaprajzi él-görbeség, vagy a felhajlás a tervezett értéket meghaladta. Ezután kezdődhetett meg a kiszállítás a felhasználás helyére.

Dr Tassi Géza professzor úr munkájával ekkor ismerkedtem meg. Vizsgálta a feszített tartók pedés tágasságára ható igénybevételeket, vizsgálta a híderendák gerincében fellépő repedések okait.

4. SZABADKONZOLOS TECHNOLÓGIÁK

Az a törekvés, hogy a hídépítés a tereptől, folyók vízszint ingadozásától független legyen, megteremtette az állványmentes technológiát, melynél csak különleges esetekben alkalmaztak közbenső alátámasztást. Ilyen technológia a szabadszerelés, a szabadbetonozás, szakaszos előretoló eljárás.

Ezen technológiák bevezetése során lett igény a korai szilárdság feszítéshez, egyenletes betonminőség a természetes körülmények között szilárduló betonnal szemben. A hidak betonjait próbakeveréssel határoztuk meg. A ragasztott tartók készítéséhez habarcs vastagság meghatározására-, szabadbetonozással épített hidak betonadalékszer kiválasztására végeztünk kísérleteket.

5. SZABADSZERELÉSEL ÉPÜLT HÍDAK (1976 – 1985)

A technológia 70-85m szabadnyílású, elsősorban folyók feletti hidak építésére alkalmas. A technológia szerint egy-egy hídág állványon, 3-6m-es elemek kontaktyártásával készül. A megszilárdult beton elemek a felszakítás után, helyszínrre szállítva, feszítéssel kerültek rögzítésre a pilléren megépített indítózömhöz.

Az első szabadszereléssel épült híd 1975-ben Kunszentmártonban épült. A betonkeveréket a helyszínrre telepített ELBA 15-ös géppel állítottuk elő, szigorú felügyelet mellett, ezen hídnál alkalmaztunk először utófesztítéshez $\frac{1}{2}$ -s 12 szálas pászmát, melyet Freyssinet rendszerrel feszítettünk meg. A hidak betonminősítése 1977-ben a Köröstarcsai Kőrös híd építésénél a tervezés mellett, az ellenőrzés korszerűsödött. Rendszerbe foglaltuk az ellenőrzés folyamatát az alapozástól a befejező munkáig. Az előregyártás minősítésére a híd tervezője Revitzky

János készített – az alak-, méret- és szilárdsági követelményeken túl – esztétikai igénnyel – felület-, szín-, egyenletességre vonatkozó előírást.

A hidak vasbeton építésére, majd a teljes hídépítésre-, utakra-, csatornákra később készült Minőségellenőrzési Tervgyűjtemény az érvényes szabályozások szerint.

6. SZABADBETONÓZÁSSAL ÉPÜLT HIDAK (1979 – 1992)

A hidak 80–120 m-es középső nyílással, változó magasságú szekrény keresztmetszettel készültek. A technológia lényege egy előretolható állványzat (betonozó koci) a pillérre építve, melyen a vasszerelés elkészülte után, a szerkezet betonozása elkészíthető, majd a beton előírt szilárdsága után hozzáférhető az elem az indítózómhoz. Első ilyen híd a Győri Mosoni Duna-híd mederhídja 1979-ben, Tisza -, és Duna hidak után Magyarország legnagyobb méretű feszített vasbeton hídja, a Kőröshegyi völgyhíd.

A szabadbetonozásos technológia bevezetése a betonokkal szemben megnövelte az elvárásokat. A feszíthetőség érdekében az alapanyagokkal szemben a követelmények szigorodtak, szükségessé vált pontos mérlegeléssel rendelkező betongyár alkalmazása, a beton konzisztencia mixer kocsinkénti ellenőrzése, nagyfrekvenciás vibrátorok alkalmazása.

Az Építési Kivitelezési Szabályzat 1986-ban megszűnt. Technológiai utasítás készítését ezután ágazati szabványok, és a munkavédelmi törvény szabályozta. Felértékelődött a minőség, kiterjedt a teljes kivitelezési munkára. A Hídépítő Vállalat elkészítette 1988-ban a Minőségbiztosítási Szabályzatát, mely meghatározta a feladatokat, a minőségszabályozás rendszerét a vállalat egész területén. Ezen szabályozásban írtuk elő először, a munka minőségét tanúsító próbavételek, vizsgálatok rendjét, a tervek és költségvetés alapján.

7. SZAKASZOS ELŐRETOLÁSOS TECHNOLÓGIA (1989 – 1999)

Véleményem szerint ma az egyik legkorszerűbb technológia a szakaszos előretolás. A hídfő mögött, üzemi körülmények között készül el egy-egy hídszakasz, majd az elemek összefeszítése után a gyártópadról az elem előretolása következik. Az építés mindig ugyan azon a helyen történik, jól szervezhető, téliesíthető. Az első Berettyóújfalui Berettyó híd után ártéri hidak, völgyhíd, fővárosi utak feletti hidak épültek. Legszébb példája az 1400m hosszú Magyar - Szlovén vasúti híd.

1994-ben úgy fogalmaztunk: „Minőség a piacon maradás feltétele. A piaci igények a meghatározók, a piac megítélése a minősítés.” A Hídépítő Részvénytársaság vezetése 1995-ben elhatározta az ISO 9001:1994 Minőségügyi rendszerek, 1999-ben az ISO 14001:1996 Környezetközpontú irányítási rendszerek bevezetését. Szabályozásra kerültek a környezet- és minőségirányítási feladatok: a termék előállítás folyamatai, illetve a gazdálkodás, vevőszolgálat, adatelemzés és fejlesztés, a környezeti tényezők figyelése, mérő-és vizsgáló berendezések ellenőrzése, karbantartás feladatai. A gondos munka eredményeként a tanúsítványt először 1997-ben kaptuk meg. A rendszerek fejlődését átdolgozásaink követték.

8. 2001. A VÁLTOZÁS ÉVE

A környezeti feltételek, a városok légszennyezése, a megnövekedett forgalom, a közutak sózása 1965 – 1966 telétől, rombolják szerkezeiteinket. Megjelent az igény, tartós hídszerkezetek készítésére. A tervezés-, beton előállítás szabályozásában alapvető változások következtek be a tartósság érdekében. Érvénybe lépett a beton-, vasbeton-, feszített vasbeton hidak elsődleges (primer) technológiai-, és a másodlagos védelmét szabályozó Műszaki Előírás.

Jellemző változás, míg 1967-ben a követelmény folyóka-, lépcső-, szegély betonminőségére B 140 volt, 2001-ben már C25/30, F50 (fagyálló), VZ5 (vízzáró) beton az előírás. A betonacél betontakarása nem feszített betonacéloknál 15 mm volt, ez sózásnak, fagyásnak kitett szerkezetek esetén 40 mm lett. A tervezők egyre nagyobb teljesítőképességű betonokat írtak elő. Az új európai betonszabványban, „EN 206-1 Beton” illetve az MSZ 4798-1:2004 szabványban megjelenik az agresszív hatásoknak ellenálló betonkeverék tervezése, annak szabályozott előállítása, ellenőrzött beépítése. A szabvány az előíró, gyártó, felhasználó közötti felelősség kérdését is szabályozza, ugyanakkor törvény mondja ki, hogy építési célra anyagot, készterméket csak megfelelés igazolás alapján lehet forgalomba hozni.

A beton üzemekkel szembeni követelményeket az MSZ 4798-1:2004 Beton szabvány fogalmazza meg. Az elvárásokat felmérési jegyzőkönyvben értékeltük, de készítettünk jegyzőkönyveket a próbakeveréshez, beton megrendeléshez. Megfogalmaztuk a technológiai utasítás tartalmi követelményeit is segédletként.

Ebben az időben az Útügyi Műszaki Előírás, az UT2-2.203:2000 a szerkezetépítés betonmunkáit részletes betontechnológiai utasítás alapján engedélyezi, melyet csak olyan személy készíthet, aki legalább 5 év szakmai gyakorlattal rendelkezik. Az új szemléletmód elterjedéséhez a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőanyagok Tanszéke 2001-től szakmérnöki oktatással is hozzájárult. Az oktatás hangsúlyozta, hogy nem elegendő az elmélet ismerete, igen fontos a gyakorlat, a jártasság.

Fontossá vált a laboratóriumok megbízható, szakszerű tevékenysége, melyet akkreditálás keretében ellenőriz a Nemzeti Akkreditáló Testület. A Magyar Betonszövetség pedig felvállalta az üzemek-, laboratóriumok-, szállítók oktatását.

9. MEGÁLLÍPTÁSOK

A Hídépítő Vállalatnál, illetve a Hídépítő Részvénytársaságnál eltöltött évek nem csak a betonok gondozását, hanem a minőségellenőrzés, minőségbiztosítási feladatát is jelentették. Az ellenőrzés, a minőségbiztosítás, minőségirányítás, fejlődése a hídépítési technológiák igényességével párhuzamosan alakult. Az új anyagok a beton előállításban, új szabályozások, igényelték a mind jobb felkészültséggel bíró személyek közreműködését. Segédletek, oktatások segítették a munkát.

Befejezésül köszönöm, hogy tagja lehettem a FIP Magyar Tagozat családjának, ahol olyan nagy tudású, szorgalmas mérnökök munkálkodnak, mint dr Tassi Géza professzor úr, kedves Géza bácsi.

10. IRODALOM JEGYZÉK

- Balázs Gy.(1995), „Beton és vasbeton II. Mélyépítési beton- és vasbeton szerkezetek története”. *Akadémiai kiadó*
- Tariczky Zs. (1975), Út- és hídépítési munkák minőségi értékelése.23. sz. *Hídépítő Vállalati Rendelkezés*
- Tariczky Zs. (1981), Helyszínen előregyártott és monolit feszített vasbeton hidak betontechnológiája. *Műszaki doktori értekezés*
- Tariczky Zs. (1983), „Előfeszített tartók a hídépítésben” *Hídépítők lapja*
- Tariczky Zs. (1988), Minőségbiztosítási Szabályzat. *Hídépítő Vállalat*
- Tariczky Zs.(1988), Minőségbiztosítása és tanúsítása transzportbeton üzemeknél. Hídépítő Vállalati Szabvány.
- Tariczky Zs. (1998),”A tartósság és a vasbeton a hídépítésben” *Hídépítők lapja*
- Vértes – Tariczky (2008), Vasbeton építési technológiák fejlődése 2001-ig. *Beton újság*
- Vértes – Tariczky (2008), Hídépítési betonok előállítására 2001. után *Beton újság*
- Wellner – Tariczky – Vigh (2008), Hidak tartósságának gyakorlati kérdései.” *Előadás*
- Tariczky Zs.(2009), Miért új az MSZ 4798-1:2004 Beton szabvány, *Előadás*

AZ ÚTBURKOLAT ÁLLAPOTÁNAK ELŐREJELZÉSE

Dr. Timár András, Ph.D, D.Sc

Professor Emeritus

Pécsi Tudományegyetem, Mérnöki és Informatikai Kar

timara@hu.inter.net

ÖSSZEFOGLALÁS

Az útburkolat állapotának a várható üzemi élettartamon alapuló, megfelelő pontosságú előrejelzése fontos a közúti infrastruktúra hatékony fenntartásához, üzemeltetéséhez és a benne megtestesülő vagyonnal való gazdálkodáshoz is. A burkolat-leromlási függvények a burkolat-gazdálkodási rendszereknek (PMS) lényeges elemei. Az eddig kidolgozott előrejelzési modellek áttekintését és osztályozását követően a vagyonértéknek az értéksökkenéssel módosított, az út-üzemeltetők könyvelésében nyilvántartott nagyságát a szerző a megfigyelt, valós burkolat-állapotok változásával hasonlítja össze és elemzi. A magyar országos közúthálózat állapotváltozására vonatkozó, 2010-2014 közötti adatokkal számított Markov féle átmenet-valószínűségek alapján kimutatható volt, hogy az elmúlt évtizedekben az útfenntartásra fordított összegek nagysága elmaradt a műszakilag és gazdaságilag indokolható (szükséges és elégséges) mértéktől. A közlemény végén az útfenntartás minőségének javítását és a további közúti vagyonvesztés megelőzését célzó javaslatok találhatók.

FORECASTING PAVEMENT PERFORMANCE

Dr. András Timár Ph.D, D.Sc

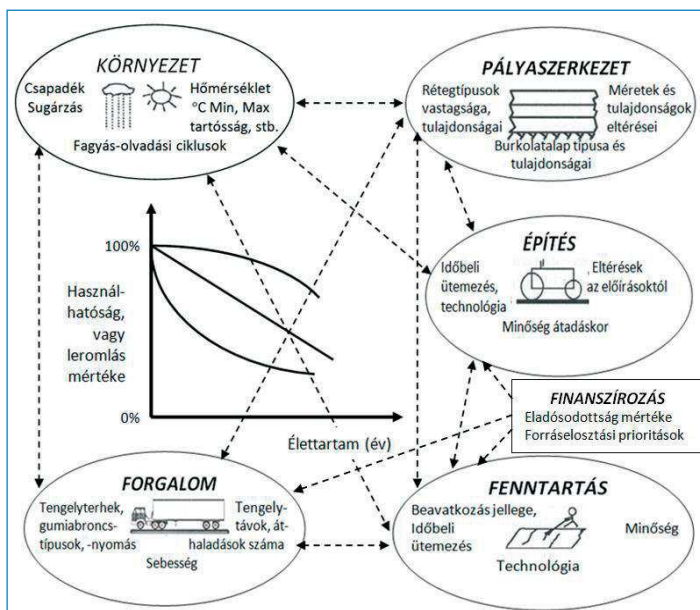
Professor Emeritus

University of Pécs, Faculty of Engineering and Informatics

SUMMARY

Accurate forecast of pavement performance based on expected service life is important for efficient maintenance, operation and asset management of road infrastructure. Pavement deterioration functions are essential elements of pavement management systems (PMS). Following an overview and eventual classification of forecast models elaborated to date, the depreciation of asset value accounted in the books of road operators is compared and evaluated against observed real changes of pavement conditions. Based on Markov type transition probabilities calculated using time series of data related to the conditions of the Hungarian national public road network between 2000-2014, it is demonstrated, that during the last decades funding of road maintenance is lagging behind the technically and economically justified (necessary and satisfactory) requirements. Aiming to improve road performance and prevent further loss of road asset value, appropriate recommendations are elaborated.

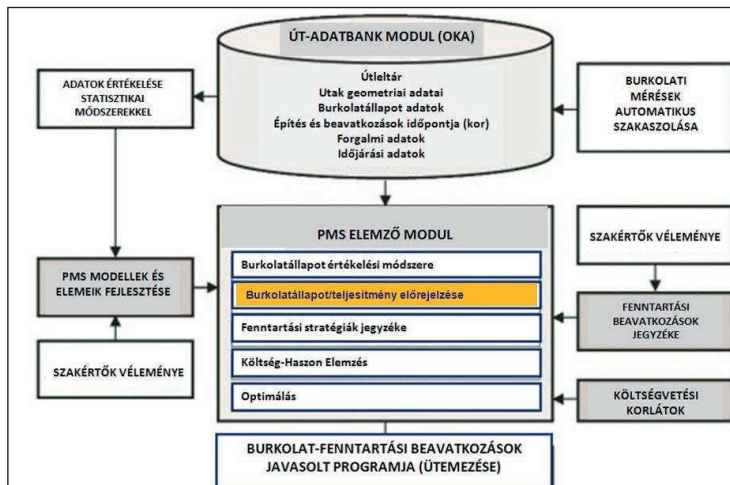
Az útburkolatok állapotának lehető legnagyobb pontossággal való előrejelzése a közúti infrastruktúra üzemeltetésének, a közvagyon e jelentős alkotóelemével való eredményes gazdálkodásnak fontos előfeltétele. Az útburkolat használhatósága (*teljesítőképessége*) az azt érő különböző hatások (1. ábra) együttes következményeképpen élettartama során folyamatosan csökken, azaz forgalomnak való átadásakor mérhető *minősége* az idő folyamán romlik. A leromlási folyamatot modellező ún. *leromlási függvény* ismerete elengedhetetlenül szükséges az út-üzemeltetőjének a javítási, karbantartási és felújítási munkák megfelelő (gazdaságilag hatékony) technológiája kiválasztásához és a beavatkozások időbeli ütemezéséhez, tervezéséhez. Mivel hazánkban az országos közúthálózaton a betonburkolatok alkalmazása csak néhány éve kezdődött el ismét, a következőkben kizárólag a hajlékony (aszfalt-) burkolatok állapotának előrejelzésével foglalkozom.



1. ábra. Az út-pályaszerkezetet élettartama alatt érő hatások (Haas, 2003) alapján

A burkolatállapot (s az ettől függő *teljesítőképesség*, vagy *teljesítmény*) előrejelzésére alkalmas *leromlási függvényeket* az utóbbi évtizedekben kialakult burkolatgazdálkodási rendszerek (Pavement Management Systems, PMS) egyik igen fontos bemenő alapadatának tekintjük (2. ábra). A különféle PMS-ek valójában tervezési (programozási) segédeszközök, amelyek a rendszeresen gyűjtött állapot-minősítő adatok idősoraira illesztett leromlási függvény alapján jelzik előre a burkolatok jövőbeni állapotának várható alakulását. Ebből kiindulva a rendelkezésre álló finanszírozási lehetőségek, a technológiai választék és egyéb korlátozó feltételek (pl. gazdasági-társadalmi hatékonyság) figyelembe vételével végzik el az elérni kitűzött célokhoz (pl. *megengedett legrosszabb állapot*) vezető stratégiák összehasonlítását és értékelését, a műszakilag és gazdaságilag indokolt fenntartási beavatkozások sűrűségét sorba rendezését (Gáspár, 2012). Világszerte megfigyelhető

folymat, hogy a ma még sokszor különálló útburkolat-gazdálkodási, hid-gazdálkodási és más közúti közlekedési rendszereket igyekeznek egy átfogó, általános közúti infrastruktúra-gazdálkodási rendszerbe integrálni (ERF, 2012).



2. ábra. Az útgazdálkodási rendszer (PMS) főbb alkotóelemei és folyamatai

Az útburkolat (*pályaszerkezet*) állapotával egyenesen arányos teljesítőképessége előrejelzésének nem csupán az útgazdálkodásban, hanem a pályaszerkezet méretezésében is fontos szerepe van. Ennek során ugyanis a különböző, egymásra kerülő burkolati rétegek anyagainak kiválasztásához, méreteinek meghatározásához, azok minőségének és teljesítőképességének értékeléséhez szükség van az eddig megépült útburkolatok (anyag- és méretkombinációk) gyakorlatban megfigyelt valós viselkedésének ismeretére. Az utóbbi években egyre nagyobb teret hódítanak a tapasztalati alapokon és a mechanikai tulajdonságokon alapuló méretezési elveket egyaránt alkalmazó, azokat kombináló méretezési eljárások. Ezek egyik alapvető eleme az burkolat várható állapotának elfogadható pontosságú előrejelzése.

A kutatók számos burkolatállapot-előrejelzési modellt dolgoztak ki az elmúlt évek során. Ezek a következők szerint csoportosíthatók:

- i. Tapasztalati (empirikus) modellek, amelyek bizonyos mért, számított, vagy becsült adatok (pl. a forgalom nagysága, a burkolat felületi egyenetlensége, épsége, teherbírása, az úthasználók költsége, megelégedettsége, stb.) és a mindenkori állapotot minősítő értékek (pl. a forgalomba helyezéskori teljesítőképesség százalékában kifejezett teljesítőképesség, 10-es skálán mért minőség, stb.) közötti, általában regressziós elemzéssel kimutatott összefüggéseken alapuló leromlási függvényeket használnak;
- ii. Mechanikus-tapasztalati modellek, amelyek bizonyos számított mechanikai érték (pl. az egyes burkolati és alprétegek alján mért feszültség és alakváltozás), valamint a

göngyölt forgalmi terhelés (pl. áthaladt nehéz teherforgalom 100 kN-os egységtengely-terher áthaladás-számban kifejezett nagysága, a szolgáltatás szintjének és a közlekedésbiztonság fokának számszerűsített csökkenése) és a leromlás mértéke közötti, ugyancsak regressziós elemzéssel kimutatott összefüggéseken alapuló leromlási függvényeket használnak;

- iii. Szubjektív, gyakorlati tapasztalatokon alapuló valószínűségi modellek, amelyekben a leromlásnak a forgalomba helyezés óta eltelt időtől függő mértékét több változó különböző kombinációjaként előállított valószínűségi változónak tekintik és ezt a Markov féle átmenet-valószínűségek, vagy a Bayes féle feltételes valószínűségek segítségével számítják ki.

Az útburkolat(ok) általánosítható leromlási függvényének meghatározására már több, szinte kizárólag a fentebb említett regresszió-elemzéseken alapuló kísérletet tettek. A javasolt függvények gyakorlati alkalmazásának azonban korlátozott, mert egy meghatározott úthálózatra vonatkozó adatbázisra támaszkodnak, ezért az összefüggések csak bizonyos körülmények fennállása esetén tekinthetők érvényeseknek. feltehetően ez akadályozza a Világbank által kidolgozott HDM-4 hálózatgazdálkodási modell szélesebb körű elterjedését is.

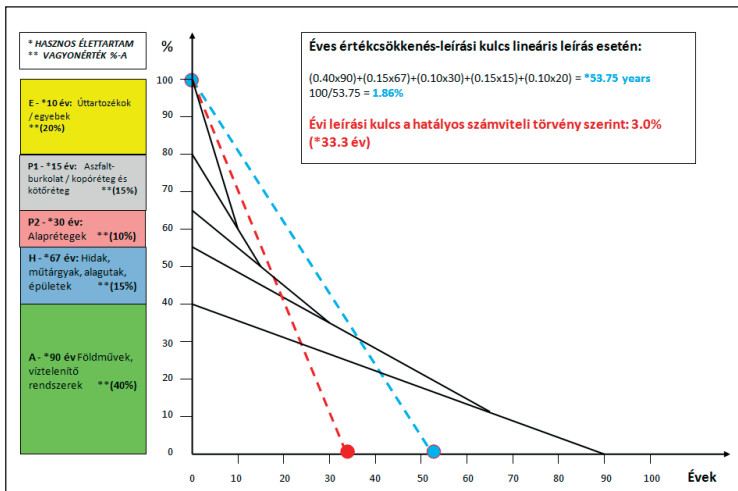
Az állapotváltozás folyamatát leíró leromlási függvény fontos szerepet játszik az út- és hídvasgony nyilvántartásában is, hiszen az Európai Unióhoz való csatlakozásunk óta (2004) a Nemzeti Számlában évente szerepeltetni kell az ország út- és hídvasgonyának bruttó és nettó értékét. Ezek számításához a mindenkor hatályos számviteli törvény előírásainak megfelelő értékcsökkenési leírási kulcsot kell alkalmazni (ez jelenleg 3%). Amennyiben az állami könyvelésben nyilvántartott út- és közúti hídvasgony értékének és a burkolat(ok) teljesítőképességének változása között egyenes arányosság állna fenn, akkor elméletileg a vagyonynyilvántartás is alkalmas lehetne a burkolatállapot(ok) előrejelzésére. Ezt az összefüggést azonban tudomásom szerint mindeztidáig nem sikerült igazolni, ezért minden ilyen törekvés hamis eredményekre vezet és súlyos gazdasági következményekkel jár (3. ábra és 4. ábra).

A 4. ábrából kitűnik, hogy a leromlási folyamatot elsősorban az út, mint infrastrukturális építmény értékének mintegy 50%-át kitevő E-P1-P2-H összetevők állapotváltozásai eredőjeként célszerű értelmezni, s erre az értéktartományra vonatkoznak a forgalomba helyezéskor várt teljesítőképesség százalékában, vagy minősítő osztályzatokkal kifejezett állapotjellemző értékek is.

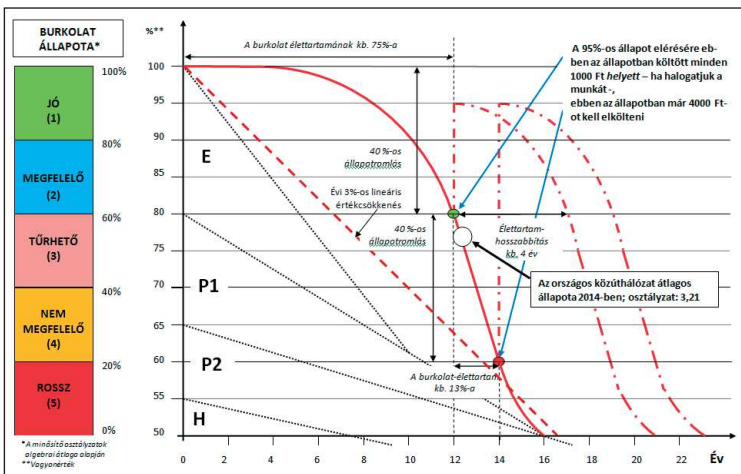
Magyarországon több mint egy évtizede végeznek évente reprezentatív állapot-felmérést az országos közúthálózaton. Ezek eredményei alapján egy korábbi kutatásunk során megállapítható volt, hogy a meglévő országos közúthálózat állapota folyamatosan romlik, elsősorban a karbantartásra előirányzott, illetve elköltött összegek tartósan a szükséges és elégséges szint alatt maradnak (*Koren-Tánczos - Timár, 2010*). Ebben az összefüggésben:

- a szükséges mértékű fenntartási összeg az úthálózat (burkolatok) adott állapotával összhangban áll, már elért átlagos közúti szolgáltatási színvonal (minőség) megőrzéséhez, változatlanul tartásához elegendő;

- az elégséges mértékű (a szükségesnél nagyobb) fenntartási összeg az úthálózat adott állapotával álló, már elért átlagos közúti szolgáltatási színvonal (minőség) fokozatos és folyamatos, meghatározott mértékű és ütemű emelését teszi lehetővé, ahhoz elegendő.



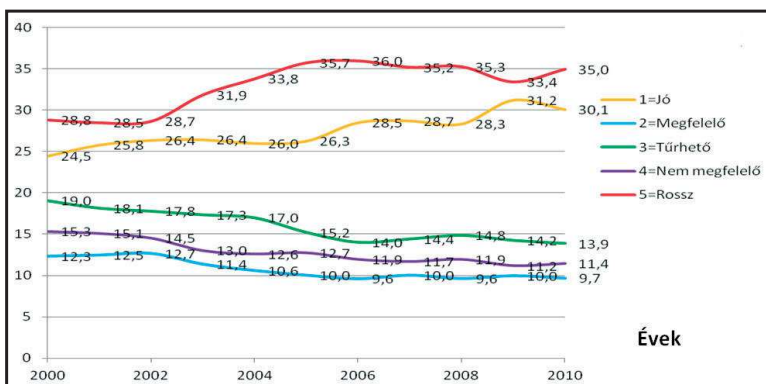
3. ábra. Az út-pályaszerkezet összetevőinek (E-P1-P2-H-A) lineáris leírás szerinti értékcsökkenése a feltételezett hasznos élettartam során (értékhányadok az újrakepzési költségeken alapulnak; hasznos élettartamok feltételezése a nemzetközi gyakorlat szerint).



4. ábra. A hajlékony burkolat(ok), illetve aszfaltburkolatú úthálózatok elméleti (összevont és általánosított) leromlási függvénye és annak jellegzetes határpontjai (a burkolat állapotának összevont minősítő osztályzata a burkolat egyenletlenségét, felületállapotát és teherbírását jelző osztályzat algebrai átlaga). Az időben elvégzett karbantartás-felújítás az élettartam kb. 25%-os meghosszabbítását eredményezheti.

Egy másik kutatás során az országos közúthálózat állapotát minősítő adatok közzétett időszora alapján (ezeket a leromlási függvény adataiként kezelve, 5. ábra), a burkolatállapot előrejelzésére becslést dolgoztunk ki. Megállapítottuk, hogy – miközben a forgalmi terhelés (mértékegysége: millió egységjármű-km/nap) folyamatosan és nagymértékben (a 2000-ben mért értékhez képest 2010-re kb. 40%-kal) növekedett -, az országos közúthálózat állapota az elmúlt évtizedben romlott. Különösen aggasztó, hogy a rossz állapotban lévő úthálózat részaránya 28%-ról 35%-ra növekedett (5. ábra). A jó osztályzatú hálózatrész arányának növekedése nagy valószínűséggel a gyorsforgalmi úthálózat (autópályák) hosszának erőteljes növekedésére vezethető vissza. Ennek alapján felhívtuk a döntéshozók figyelmét, hogy az útfenntartási finanszírozás kismértékű, de folyamatos állapotromlást eredményező gyakorlatának tovább folytatása súlyos közvagyon-vesztést és károkat eredményez, mert a nem megfelelő és rossz állapotminősítésű hálózatrészek aránya egyre növekszik, a jó állapotminősítésű hálózatrész aránya pedig az autópálya-hálózat kiépítési ütemének lassulása miatt nem növekszik tovább, sőt csökkenni fog (*Klincsik-Timár, 2012*).

A leromlási folyamat modellezésére a *Markov féle átmenet-valószínűségeken* alapuló állapotromlási modellt alkalmaztuk, azt feltételezve, hogy egy halmaz (úthálózat) valamely alkotóelemének (útszakaszának) állapota véges számú (esetünkben 5) állapot-tartománnyal leírható. A modell egy alkotó-elemnek a jelenlegi állapot-tartomány helyett valamely fenntartási tevékenység végrehajtása (vagy elmaradása) következtében egy másik (hasonló, vagy a jelenleginél rosszabb) állapot-tartományba való átkerülése valószínűségének alkalmazásán alapul. Jellemzője, hogy egy másik állapot-tartományba leromlás valószínűsége nem a leromlási folyamat korábbi szakaszának jellegzetességeitől, csupán a legutóbbi ismert állapottól és az elvégzett karbantartási tevékenységtől függ. Az egyik állapot-tartományból a másik állapot-tartományba való átmenet időtartamához valószínűségi eloszlást rendelhetünk.



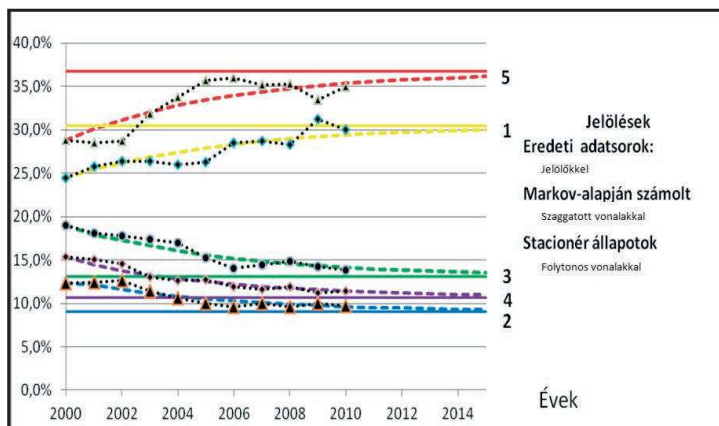
5. ábra. Az egyes évi útállapot-minősítő osztályzatokhoz rendelt hálózatrészek hossz-hányadainak algebrai átlagértékei 2000-2010 között az országos közúthálózaton (%) (*Magyar Közút NZRT, 2011*)

A 2000-2010 időszakban az országos közúthálózatra vonatkozóan számított, úthálózati szintű *évi átlagos út-állapotjellemző* osztályzat értékek alapján - a geometriai jellemzők (hossz és összetétel), az alkalmazott fenntartási és üzemeltetési technológiák és programok, valamint a ható tényezők (időjárás, forgalom és finanszírozás/forráselosztás) változatlanóságát feltételezve meghatároztuk a $P_{\text{ám}}$ Markov

átmenet-valószínűségek mátrixát (1. táblázat) és az egyes minősítő osztályokba tartozó hálózatrész-hányadok hosszú távon várhatóan kialakuló stacionér (állandósuló) értékeit (6. ábra).

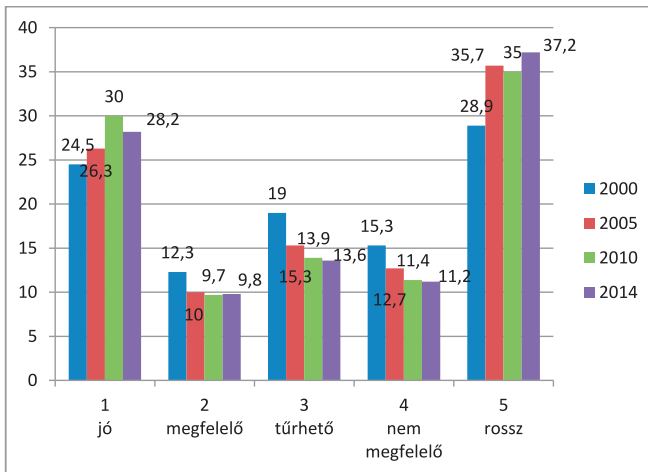
1. táblázat. Az országos közúthálózat burkolatállapot-minősítő osztályzatokhoz rendelt hányadainak (%) a 2000-2010 közötti időszak alapján számított P_{atm} átmenet-valószínűségei és a hosszú távon kialakuló stacionér (állandósuló) állapothoz tartozó hálózat-hányadok várható értékei (%)

Ebből az állapotból \ Ebbe az állapotba	1 = jó	2 = megfelelő	3 = tűrhető	4 = nem megfelelő	5 = rossz	Összeg
1 = jó	0,66076	0,03720	0,032522	0,04734	0,22218	1,0
2 = megfelelő	0	0,16997	0,73926	0	0,09077	1,0
3 = tűrhető	0	0,0879	0,41704	0,41756	0,07755	1,0
4 = nem megfelelő	0,162745	0,48645	0	0,35081	0	1,0
5 = rossz	0,234473	0	0	0	0,76553	1,0
Stacionér állapot (%)	0,304957	0,090032	0,131184	0,106613	0,36721	1,0



6. ábra. Az országos közúthálózat egyes minősítő osztályzatokhoz rendelt hányadainak (%) időbeli változása a mért adatok, azokból számított Markov átmenet-valószínűségek alapján és az állandósuló (stacionér) állapotok értékei (%)

A legfrissebb, 2014 nyarán közzétett burkolatállapot-minősítő adatsor (sajnos) azt bizonyítja, hogy előrejelzésünk helyes volt, a burkolatok állapotának leromlása felgyorsulóban van, s e tendencia megállításához, esetlegesen a folyamatok kedvező irányba fordításához egyre nagyobb összegekre lesz szükség a még nagyobb veszteségek megelőzése, elkerülése érdekében (7. ábra). A döntéshozók felelőssége, hogy felismerik-e az ebben a folyamatban rejlő, a gazdaságot és társadalmat fenyegető veszélyeket, s biztosítják-e a szükséges és elégséges forrásokat a magyar országos közúthálózat állapotának gyors ütemű javításához, a további nemzeti vagyonvesztés megakadályozása érdekében.



7. ábra. Az országos közúthálózat burkolat-állapotmérési eredményei 2000-2014 között (az egyes minősítő osztályokba sorolt burkolathosszak hányada, %) (Magyar Közút NZRt, 2011; 2015)

FELHASZNÁLT IRODALOM

- European Union Road Federation–ERF, 2012: Road Asset Management – *a Position Paper for Maintaining and Improving a Sustainable and Efficient Road Network*. Brussels, July 2012. p. 24. http://www.irfnet.eu/images/Road-Asset-Management-for_web_site.pdf
- Gáspár L. (2012): *A közúti vagyongazdálkodás*. Közlekedéstudományi kiadványsorozat 50. szám. KTI, Budapest, 2012. p. 232.
- Haas, R. (2003): Good technical foundations are essential for successful pavement management. Keynote paper, *Proceedings of MAIREPAV' 2003*, Guimaraes, Portugal
- Klincsik M. – Timár A. (2012): *Szélsőséges időjárási jelenségek előfordulási gyakoriságának hatása az országos közúthálózat állapotára, fenntartási & üzemeltetési költségeire*. Mandulavirágzás Tudományos Napok, Pécsi Tudományegyetem, Pécs, 2012. CDRom, p. 22.
- Koren Cs. – Tánzos L-né – Timár A. (2010): A közúti kiadások finanszírozásának jelenlegi magyar és nemzetközi gyakorlata. *Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, No. 60/12. sz. 2010. december, pp. 1-8.
- Magyar Közút NZRt, 2011: *Az országos közutak állapota. 2010. december 31-i állapot*. Budapest, 2011. február. p. 23.
- Magyar Közút NZRt, 2014: *Országos közutak burkolatállapot adatai, 2014*. http://internet.kozut.hu/Documents/oka_20141231.xls
- NordFoU Project Report, 2010: *Performance Prediction Models for Flexible Pavements 2010*. p. 50. <http://nordfou.org/documents/pavement/Projekt%20no.%202010-3%20-%20Performance%20Prediction%20Models%20for%20Flexible%20Pavements.pdf>

Kedves Tanult Barátom, Tisztelt Kollégám, Géza!

Balázs L. György professzor úr megtisztelő felkérésének eleget téve nagy örömmel járulok hozzá a közelgő 90. születésnapod alkalmával a tevékenységed és eredményeid előtt tisztelgő tanulmánykötet összeállításához az útburkolatok élettartamának előrejelzésével foglalkozó közleménnyel, amelyet – nem tagadom – ünnepeltként tiszteletet parancsolóan magas korod is ihletett. Tekintettel arra, hogy a beton- és vasbeton-útburkolatok hosszának aránya a hazai közúthálózaton egyelőre még nem számottevő, ezúttal csak az aszfaltburkolatok élettartamának előrejelzésével foglalkozhattam, de a megállapításaim, következtetéseim valószínűleg előbbiekre vonatkozóan is érvényesíthetők – kisebb-nagyobb módosításokkal.

Kedves Géza!

Mint jól tudod, a pályámat 1963-ban én is az akkor Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem, majd 1968-tól ismét Budapesti Műszaki Egyetem nevet viselő intézmény Építőmérnöki Karán, a Geotechnikai Tanszéken kezdtem, így ismeretségünk és barátságunk meglehetősen régi keletű. Bár választott szakterületünk alapvető különbözősége nyilvánvaló volt, mint fiatalabb kollégád már korán megtanultam tisztelni mindig emberséges probléma-megoldó készségedet, alaposágodat, és mértékartásodat véleményed kialakításakor. Hozzád bármikor fordulhattam jó tanácsokért (meg is tettem), s azokat igyekeztem megfogadni és megszívlelni is.

Útjaink később elváltak, majd az 1990-es évek második felében keresztettk egymást ismét. Ekkor már Londonban dolgoztam az EBRD útügyi szakértőjeként, s ismét találkoztunk, amikor egyik szokásos világgjári utazásod során éppen sikeresen szerepeltél egy ottani nemzetközi szakmai rendezvényen. Ez alkalmat adott akkor Londonban élő lányod meglátogatására is. Készségesen segítettem kulturális programjaid megszervezésében, felfedezve, hogy érdeklődésünk a klasszikus zene élvezetét tekintve is nagyon hasonló. Sokat beszélgettünk, ismét jó barátok lettünk.

Ez is magyarázza, hogy hazatérésünket követően gyakrabban találkoztunk családi körben és a Zeneakadémián, majd később a Művészetek Palotájában rendezett jó hangversenyeken is. Sajnos látásod romlása az utóbbi időben személyes találkozásainkat is megritkította, de – ha nem is túl gyakran – továbbra is beszélgetünk, véleményt cserélünk egymással telefonon. Derűs életfelfogásod és töretlen optimizmusod, amely mindig átsegített életed nehéz szakaszain, számomra is vonzó és példamutató.

Kedves Géza!

Közelgő 90. születésnapodhoz szívből gratulálok és jó egészséget, újabb élményeket hozó éveket, sok boldogságot kívánok szeretteid körében!

Budapest, 2015. november 15.



Dr. Timár András (75)

A „DEÁK-TASSI MÓDSZER” AZ EUROCODE TÜKRÉBEN

Visnovitz György

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem

1521 Budapest, Műegyetem rkp.3. K261

SUMMARY

In the VIIIth Congress of FIP (London, 1978.) a short presentation was given by Géza Tassi, member of the FIP Hungarian Group. The presentation entitled as “Estimation of Deformations of Prestressed Concrete Beams” was based on a Russian-language paper written by György Deák and Géza Tassi, professors of TU Budapest. Considering the bilinear nature of the moment-curvature diagram, their paper has suggested simplified approximations to calculate deflections of prestressed beams. Although the paper was never published, its elements have been integrated in the Hungarian literature and academic education. The Eurocode uses similar method for the non-prestressed beams and slabs, but this solution is not elaborated for the prestressed structures. Accordingly, the “Deák-Tassi method” and its experiences are still very important for us.

1. BEVEZETÉS

Az 1980-as évek elején, amikor a BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszékének fiatal oktatója-kutatója voltam, korábbi tanárom majd doktori témavezetőm, Deák György vezetett be a feszített vasbeton szerkezetek rejtelmébe. Az ő útmutatásai alapján talákoztam először a most 90 éves Tassi Géza kiváló tankönyveivel és publikációival, hallgathattam előadásait és ismertem meg személyesen is „Géza bácsit” (Hatalmas tekintélye és a korkülönbség miatt más megszólítást el sem tudtam volna képzelni!)

Deák professzor fő kutatási szakterülete a tartószerkezetek, és ezen belül elsősorban a vasbeton szerkezetek használati állapota volt. Az általa létrehozott kutatói munkacsoport tagjaként foglalkoztam magam is a feszített vasbetonszerkezetek alakváltozásainak kérdéseivel. Ő emlegette sokszor és büszkén a „Deák-Tassi módszert”, mint egy egyszerű, de a szokásosnál pontosabb közelítő eljárást előfeszített vasbeton gerendák alakváltozásainak számítására. Igazolásként néha meglobogtatott egy különlenyomatnak látszó, néhány oldalas, orosz nyelvű dolgozatot. A módszer lényegét ő is, és később én magam is továbbadtam az egyetemi oktatásban, de pontos részleteit nem ismertem.

A mostani ünnepi alkalom szülte azt a gondolatot, hogy kicsit utánajárjak ennek a történetnek. Kis „szakirodalom kutatásom” meglepő eredményeiről és nem megvetendő tanulságairól az alábbiakban számolok be.

2. ELŐZMÉNYEK

Első lépésként természetesen az eredeti publikációt próbáltam megtalálni. Úgy gondoltam, hogy az Internet korában ez nem jelenthet gondot. De itt jött a meglepetés: a címszavakra történő különféle keresések nem adtak használható eredményt. Nézzük akkor a publikációs adatbázisokat! Mindkét szerzőnél eredménytelen. Keressünk hivatkozásokat szakkönyvekben, mint pl. Statikusok könyve vagy egyetemi tankönyvek! Több sikertelen kísérletet követően végre egy forró nyom: a feszített tartókkal foglalkozó egyik egyetemi tankönyv 3. kiadásában (Bölcskei E. and Tassi G., 1979) az új előszó újonnan beillesztett hivatkozása egy cirill betűs, orosz nyelvű dolgozat. Ez lesz az! A fellelési helyre vonatkozó információ helyén azonban az áll: FIP VIII Congress London 1978. Vagyis a dolgozat a Nemzetközi Feszítettbeton Szövetség (FIP) londoni kongresszusára készült. Így – más lehetőség híján – legfeljebb a konferencia kiadványában lenne megtalálható.



VIII CONGRESS LONDON, 1978

HUNGARIAN GROUP
GRUPE HONGROIS

БЕНЕФЕРСКАЯ ГРУППА
УНГАРИСЧЕ ГРУППЕ

Деák, Су. - Тасси, Г.
(Деák, Д. - Тасси, Г.)

ОЦЕНКА ДЕФОРМАЦИЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

Estimation of Deformations of Prestressed Concrete Beams

Будапештский Технический Университет
Technical University, Budapest

Fig.1: A cikk eredeti címdoldala, 1978.

3. A DOLGOZAT KELETKEZÉSÉNEK KÖRÜLMÉNYEI

A dolgozat címének fordítása „Előfeszített vasbeton gerendák alakváltozásainak becslése” (magyar nyelvű kéziratot nem találtunk). Az angol és a magyar nyelvű változat felépítésében, megszövegezésében és négy ábrájában (a szöveges feliratok kivételével) azonos, de az angol változathoz az utolsó rövid fejezet (Következtetések) hiányzik. Az orosz változat borítóján a FIP emblémáját is tartalmazó, gondosan szerkesztett fejléc és a cím angol fordítása is megtalálható. A szöveg gondosan tördelt, a képleteket írógéppel szerkesztették. Az angol változat sok szempontból egyszerűbb és rendezetlenebb, a szövegközi képleteket kézzel írták.

Szóba jöhet még a szerzők saját példánya. És valóban! Deák professzor gondosan dossziéba rendezett tanszéki hagyatékából előbb egy angol nyelvű 6 oldalas (Deák, Gy. and Tassi, G., 1978/2), majd végül a keresett orosz nyelvű 8 oldalas cikk is előkerült, persze csak másolatban (Deák, Gy. and Tassi, G., 1978/1).

Tassi Géának a FIP Magyar Tagozata (FIP MT) történetéről írt kitűnő könyvecskéje (Tassi, G., 2003) most már a részletekről is eligazít. 1978-ban a MT kongresszusi szereplésének jelentős momentumaként egy cikkgyűjteményt küldtek ki Londonba, ebben az egyik cikk szerzőpárosa Deák György és Tassi Géza. Tassi Géza a kongresszus egyik magyar résztvevője is volt: Ő adta elő az egyik szekcióülésen a cikk tárgyát. Tassi leírásából nem világos, hogy a cikk végül bekerült-e a konferencia kiadványába.

Mindezekből és a bevezetésben említett irodalmi hivatkozásból következtetve szinte biztosan állítható, hogy a Londonba kiküldött cikkgyűjteményben az orosz nyelvű dolgozat szerepelt, és az angol nyelvű változat csak a konferenciára készült el. Megemlíthető, hogy a dolgozatban hivatkozásként szereplő egyik korábbi cikk, amelyet a FIP előző, VII. kongresszusára (New York, 1974) küldtek ki, szintén orosz nyelvű volt.

A Londonba kiküldött anyag témája jól illeszkedik a 70-es évek feszített vasbeton szerkezettel kapcsolatos elméleti és gyakorlati kutatásaihoz. Az 50-es és 60-as években a feszített szerkezetek magyarországi meghonosítása, a teherbírási problémák kezelése és az előregyártás kérdései voltak napirenden. Ezt követően kerültek előtérbe a használati állapot, vagyis a használhatóság kérdései (repedések és alakváltozások korlátozása). Nem véletlen, hogy a feszített vasbeton szerkezetekkel foglalkozó, először 1968-ban megjelent tankönyv egyébként igen kedvező recenziói a „megrepedt tartóra vonatkozó részleteket” hiányolták, és Tassi 1979-es előszava is többek között erre a felvetésre utalva indokolta a most tárgyalt publikáció létrejöttét (Bölcskei, E. and Tassi, G., 1979). Nyilvánvalóvá vált ugyanis, hogy a feszítés nem minden esetben tudja biztosítani a szerkezet repedésmentességét még használati állapotban sem, és a repedéseknek az alakváltozásokra is komoly kihatása van.

Nem véletlen a szerzőpáros összetétele sem. Abban az időben mindketten a vasbetonszerkezetek tárgy előadói voltak, Tassi professzor az Építőmérnöki, Deák professzor az Építésmérnöki Karon. Emellett Tassi Géza a feszített vasbeton szerkezetek egyik legelismertebb hazai szaktekintélye, míg Deák György a használati állapottal kapcsolatos kérdések specialistája. Ezzel is magyarázható, hogy a vasbeton és feszített vasbeton szabványok (MSZ 15022/1-71 és MSZ 15022/2-71) kidolgozásában és azoknak a Statikusok könyvében (Bölcskei E. and Dulácska E., 1974) történő ismertetésében éppen e témaköröknél találjuk őket szerzőként.

4. A DOLGOZAT TARTALMA

Az orosz nyelvű változatban Deák és Tassi így foglalják össze munkájuk lényegét: „A dolgozat bemutatja, hogy az előfeszített szerkezetek számításánál a repedésképződést követően elkerülhető a pontos számítás, ha az alakváltozásokat a repedések megjelenéséig I. feszültségi állapot szerint, a repedések megjelenését követően pedig II. feszültségi állapot szerint számítjuk (utóbbi esetben az előfeszítés figyelembe vétele nélkül), és a kettőt összegezzük. Előregyártott gerendákon végzett ellenőrző kísérletek azt mutatják, hogy a bemutatott közelítő számítási mód gyakorlati célokra kielégítő eredményt ad.” Maga a cikk ennél részletesebben is kifejti a javasolt módszert, és a lehajlás számítására paraméteres, zárt képleteket közöl.

A dolgozat 1. pontjában (Bevezetés) szerzők a „pontos” alakváltozás-számítás feltételeit és nehézségeit elemzik. Megállapítják, hogy berepedt keresztmetszeten a semleges tengely helyének meghatározása zárt képletekkel gyakorlatilag nem lehetséges. További súlyos problémának tartják, hogy a tartó hossza mentén változó nyomatókkaal együtt a keresztmetszet inerciája is folyamatosan változik. Emiatt a pontos számítást csak „elektronikus számítógép” segítségével látják megoldhatónak. Ugyanakkor rámutatnak arra, hogy használati állapotban a

követelmények kisebb túllépése nem jár olyan súlyos következményekkel, mint a teherbírásnál, így itt a közelítő számításoknak nagyobb tere van.

A 2. és 3. pontban a külpontosan nyomott, berepedt keresztmetszet görbületével foglalkoznak. Bemutatják a nyomaték-görbület összefüggés ma már közismert bilineáris közelítését, és kifejtik a húzott öv merevítő hatásának szerepét is (ψ_0). Előregyártott, feszített „E” jelű gerendák mérési adataival vetik össze számításaik eredményeit, ezzel igazolva a módszer használhatóságát.

Mai szemmel legérdekesebb a 4. pont. Miként a cikkben és a cikk keletkezésekor érvényes magyar szabványban is szerepel, a görbületek ismeretében a támaszfordulás, illetve a tartó lehajlása az elméleti szilárdástan eszközeivel, vagyis a görbületek tartóhossz szerinti integrálásával kapható meg. Szerzők azonban a leggyakrabban előforduló tartófajtára, az egyenletesen megoszló terhelésű kéttámaszú tartóra kétféle közelítő eljárást is bemutatnak, amit egy közös ábrával szemléltetnek (Fig.2, az eredeti publikáció ábrája). Szűkebb értelemben ez a két eljárás nevezhető „Deák-Tassi módszernek”.

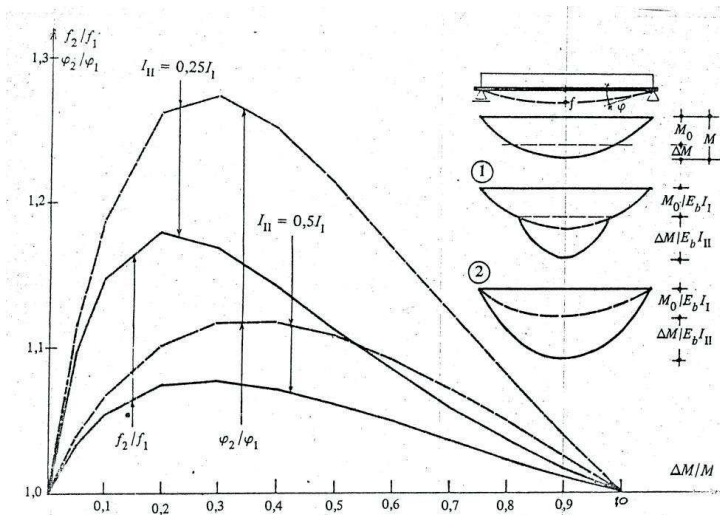


Fig.2: A módszer bemutatása és a kétféle közelítés eredményeinek összehasonlítása

A pontosabb eredményt adó 1. eljárás (az ábrán bekarikázott eggyessel jelölve) a következő:

A tartó hossza mentén meghatározzuk a berepedt és a repedésmentes szakaszokat. Ezek belső határpontjait a dekompressziós nyomatékkal (M_0) igénybevett keresztmetszetek adják. A mezőközépen fellépő maximális lehajlás ekkor

$$f_1 = \frac{M^p}{3E_0 I_1} \left[\frac{5}{16} + \alpha^{\frac{3}{2}} \left(\frac{1}{2} - \frac{3}{16} \sqrt{\alpha} \right) \left(\frac{1}{\beta} - 1 \right) \right], \quad (1)$$

ahol:

$$\alpha = \Delta M / M: \Delta M = M - M_0$$

M_0 – a külső terhekből származó hajlító nyomaték, amelynél a húzott oldali vasalás súlypontjának helyén a betonfeszültség nulla.

$$\beta = I_{II} / I_1$$

I_{II} - a keresztmetszet inerciája II. feszültségi állapotban az előfeszítés figyelembe vétele nélkül.

További egyszerűsítési lehetőséget kínál a 2. módszer (az ábrán bekarikázott kettessel jelölve). A lehajlás ebben az esetben a következő összefüggéssel számítható:

$$f_2 = \frac{5}{48} \frac{M^p}{3E_0 I_1} \left[(1 - \alpha) + \frac{\alpha}{\beta} \right] \quad (2)$$

Az ábra a kétféle közelítéssel számított lehajlás (f) és támaszelfordulás (φ) arányszámainak alakulását is bemutatja az I_{II} / I_1 és a $\Delta M / M$ paraméterek függvényében. A diagramokból három fő megállapítás olvasható ki (ezt a szerzők a szövegben nem részletezik):

- A pontosabb 1. módszer alkalmazásának a kis vashányadú keresztmetszetek esetében van nagyobb jelentősége (I_{II} sokkal kisebb, mint I_1 , az előfeszített szerkezetekre ez jellemző);
- A két számításmód eredményei közötti relatív eltérés (f_2/f_1 ill. φ_2/φ_1) a $\Delta M / M$ paraméter alacsony értékeinél a legnagyobb, vagyis akkor, amikor a használati igénybevétel csak 20-40%-kal lépi túl M_0 értékét (ez is az előfeszített szerkezetek sajátossága).
- A támaszelfordulások számításában nagyobb szerepe van a pontosabb módszernek, mint a lehajlásokéban.

A cikk utolsó része kísérleti és számítási eredmények összehasonlításával újabb ábrán mutatja be, hogy a javasolt közelítő módszer akkor is kielégítő pontosságú, ha a tartó terhelése egyenletesen megoszló teher helyett két, szimmetrikusan elhelyezett koncentrált erő, amelyek a megoszló teherrel azonos maximális nyomatékot okoznak.

5. A MÓDSZER JELENLÉTE A HAZAI MÉRNÖKI GYAKORLATBAN

Mint azt a bevezetőben láttuk, Deák és Tassi dolgozata nem jelent meg hazai vagy külföldi szakfolyóiratban, és a rá vonatkozó hivatkozások száma is igen korlátozott. Ugyanakkor a szerzők személyes szakmai tekintélyének és tevékenységének köszönhetően a módszer elemei – valamint az egyszerűbb közelítő módszer – már a dolgozat elkészültét megelőző időszakban

is kimutathatók az 1971-es magyar vasbeton szabványokban (MSZ 15022/1-71 és MSZ 15022/2-71), valamint a szabványokhoz kötődő Statikusok Könyve megfelelő fejezeteiben (Deák, Gy. (1974), Kármán, T. and Tassi, G. (1974)), továbbá az egyetemi oktatásban is. Hasonló a helyzet a szabványok 1986-os átdolgozásának idején is. (MSZ 15022/1-86 és MSZ 15022/2-86, Deák, Gy. (1989); Dulácska, E.-Polgár L.-Szabados R. (1989)).

Minőségi változást a tartószerkezeti Eurocode-ok hazai bevezetése és az MSZ 15020-as szabványsorozat 2010. dec.31-i dátummal történő visszavonása eredményezett.

6. A DEÁK-TASSI MÓDSZER ÉS AZ EUROCODE

2011. január 1. óta vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek tervezésére az MSZ EN 1992 szabvány vonatkozik. Ami az alakváltozások számítását illeti, ebben elsősorban a „pontos”, számítógéppel kezelhető eljárások élveznek elsőbbséget. A „nem teljes hosszban, de mégis berepedő” szerkezeti elemek alakváltozásainak közelítő becslésére csak a „túlnyomó részben hajlított szerkezeti elemek” esetén találunk összefüggéseket.

Nem lehet nem észrevenni, hogy az Eurocode-ban a hajlított tartók alakváltozásainak számítására javasolt (nem kötelező érvényű) közelítő módszer igen sok hasonlóságot mutat a Deák-Tassi módszerrel. A korábbi magyar gyakorlat a repedésmentes szerkezeteket I. feszültségi állapot szerint, a berepedteteket pedig II. feszültségi állapot szerint számította. Most a kétféle módon kiszámított alakváltozás között kell interpolálást végezni egy olyan tényező segítségével, amely megfelel a húzott betonöv merevítő hatását figyelembe vevő korábbi tényezőnek.

Az is nyilvánvaló, hogy a Deák-Tassi módszer egyszerűen átalakítható nem feszített, berepedt tartók alakváltozásának számítására is, hiszen az előfeszültség a számításban eleve el van hanyagolva, tehát nulla is lehet. Mindössze annyit kell változtatni, hogy a két feszültségi állapot határát jelentő M_0 nyomatékot repesztő nyomatéokra kell cserélni. Elméletileg persze a feszített és külpontosan nyomott tartók esetén is lehetséges lenne a repesztő nyomaték használata. A dekompressziós nyomaték (M_0) használata csak egyéb megfontolások miatt célszerűbb.

Fordítva azonban mindez nem igaz: az Eurocode feltűnően kerüli, hogy feszített, illetve külpontosan nyomott szerkezetek alakváltozásának számítására közelítő eljárást adjon, és azt sem mondja meg, hogy mit ért túlnyomó részben hajlított szerkezeten.

Ennek több magyarázata is lehet. Az első és legfontosabb ok nyilvánvalóan az, hogy napjainkban az ilyen problémák kezelése már számítógépes szoftverrel történik. A statikai programok használata szinte magától értetődő, sőt elvárt megoldás. Ezzel párhuzamosan a kézi számítási módszerek és az ezekhez tartozó szemléletes számítási modellek ijesztő mértékben háttérbe szorulnak. Az ebben rejlő hosszú távú kockázatokat ma még csak sejtethetjük.

A másik ok már érdemi. A korábbi magyar előírások alapján a használati és a teherbírási teher szint arányszáma igen magas, 80- 85% volt, míg az Eurocode-ban ez a szám 50-60 %-ra csökken. A változás elsősorban az Eurocode magasabb biztonsági tényezőjével magyarázható,

de szerepe van annak is, hogy a használhatósági követelményeket általában csak a kvázi-állandó teherszinten kell ellenőrizni. Mindezek következtében a használati teherszinthez tartozó nyomaték M_0 alatt marad, tehát a vizsgált tartón sehol nem kell berepedt keresztmetszettel számolni! Ráadásul a feszített tartók egy jelentős részénél a repedésmentesség használati teherszinten már követelményként is megjelenik!

De még ezek az érvek sem indokolhatják a berepedt feszített tartók alakváltozására vonatkozó közelítő módszerek teljes kihagyását az Eurocode-ból. Egy ilyen módszer különösen nyomott tartókra, sőt vegyes vasalású tartókra is alkalmazható lehetne, ahol a repedésmentesség már korántsem olyan fontos szempont. Emellett bizonyos funkciójú szerkezeteken a használata, ezen belül az alakváltozási követelmények teljesülését a kvázi-állandó teherszintnél magasabb, gyakori vagy ritka teherszinten is igazolni kell.

Fenti megfontolások ellenére a vasbeton Eurocode-ok továbbfejlesztési irányait kutató 2010-es **fib** Model Code (MC2010) nem tartalmaz érdemi változásokat ezen a téren. Mi mégis úgy gondoljuk, hogy Deák György és Tassi Géza több mint 35 éve papírra vetett, és a FIP kongresszus nemzetközi nyilvánossága előtt is kifejtett gondolatai ma is aktuálisak. Nem lepőd-nénk meg túlságosan, ha előbb-utóbb valamilyen hasonló eljárás az európai vasbeton szabályozásban is megjelenne.

7. REFERENCES

- Bölskei, E. and Tassi, G. (1979) „Vasbeton szerkezetek. Feszített tartók” (harmadik kiadás), *Tankönyvkiadó, Budapest, 1979.*
- Bölskei, E. and Dulácska, E. „Statikusok Könyve”, *Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1974*
- Deák, Gy. (1974) „Az alakváltozási követelmények kielégítésének igazolása”. Statikusok Könyve, *Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1974.* (4.5. fejezet, pp. 173-193.)
- Deák, Gy. and Tassi, G. (1978/1) „Оценка деформаций предварительно-напряженных балок. Estimation of Deformations of Prestressed Concrete Beams”, *Proceedings, FIP VIII. Congress London, 1978.* pp. 1-6 (konferencia anyag orosz nyelven).
- Deák, Gy. and Tassi, G. (1978/2) „Estimation of Deformations of Prestressed Concrete Beams”, *Proceedings, FIP VIII. Congress London, 1978.* pp. 1-8 (konferencia anyag angol nyelven).
- Deák, Gy. (1989) „A merevségi követelmények kielégítése”. Statikusok Könyve Magasépítés, *Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1989.* (5.5. fejezet, pp. 171-193.)
- Dulácska, E.-Polgár L.-Szabados R. (1989) „Feszített vasbeton szerkezetek”. Statikusok Könyve Magasépítés, *Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1989.* (7. fejezet, pp. 282-288.)
- Kármán, T. and Tassi, G. (1974) „Feszített tartók”. Statikusok Könyve, *Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1974.* (5. fejezet, pp. 245-288.)
- MC2010, „**fib** Model Code for Concrete Structures 2010”, Ernst & Sohn, 2013.
- MSZ 15022/1-71 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani méretezése. Vasbetonszerkezetek
- MSZ 15022/2-71 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani méretezése. Feszített vasbeton szerkezetek

MSZ EN 1992-1-1:2010 Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok

Tassi, G. (2003), „A FIP magyar tagozatának története a kezdetektől 1998-ig”, *VASBETON-ÉPÍTÉS* különszám, Budapest, 2003.

AZ ÉPÍTŐIPARI LABORATÓRIUM ELSŐ ÉVTIZEDEI... GÉZA BÁCSI, A TANSZÉKI LABORVEZETŐ...

*Dr. Erdélyi László
Budapest, 2015. szeptember 25.*

1975-ben elkészült a Budapesti Műszaki Egyetem Építőipari Laboratóriumának vadonatúj, akkori szemmel szupermodern épülete a Bertalan Lajos utcában. A hivatalos megnyitóra 1975. április 15-én került sor, első vezetője dr. Halász Ottó professzor lett.

A laboratórium épületét az érdekelt karok között osztották fel. Az épület meghatározó részét – a laborok mellett irodákat és tantermeket is – az Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke kapta meg. A tanszéki labor vezetését dr. Bölskei Elemér tanszékvezető dr. Tassi Gézára bízta.

Amikor 1973 szeptemberében, éppen a laborépület kivitelezésének idején, a Budapesti Műszaki Egyetem Vasbetonszerkezetek Tanszékének munkatársa lettem, Bölskei professzor közvetlen főnökömmek Tassi Gézát jelölte ki. Az akkor 48 éves dr. Tassi Gézát minden fiatal oktató – közöttük én is – Géza bácsinak szólította. Egy alig ötven éves kolléga „bácsizása” – főleg a mai tegezős világban – furcsának tűnhet, de a 70-es években még a „magázás”, vagy „önözés” sem volt kirívóan ritka az egyetemi berkekben. A tanszékvezetőt, dr. Bölskei Elemér egyetemi tanárt például csak a legbennfentesebbek tegezhették.

1974 második féléve és az 1975-ös év eleje a Vasbetonszerkezetek Tanszék laboratóriumának felszerelésével és beüzemelésével telt el. Dr. Tassi Géza megbízott helyetteseként egyik fő tevékenységem a különböző vasbetonlaborok gépeinek és berendezéseinek beszereltetése és beüzemelése volt.

A betonozó, az anyagvizsgáló, a vashajlító, az asztalos műhely, a kövágó helyiség és a feszítőpad oktatási és kutatási célokra alkalmas működésének beindítása mind a megoldandó feladatok sorába tartozott. Ebbe a munkába természetesen már a laboránsok is tevékenyen besegítettek. A laboránsok doyenje Babai Lajos bácsi volt. Lajos bácsi, a betonozó részleg felelőse akkor, már a nyugdíjkorhatárhoz közeledő életkoránál fogva is, igazi „bácsi” volt. Az anyagvizsgálóban, a déli órákban rezsón főzött kora nyári legendás lecsójának illata gyakran járta be az egész épületet...

A további laborúttörők: Borbás Gyuri és Bánkúti Zoli az anyagvizsgálóban, Piller Gyula és Kurucz Gyula az asztalosműhelyben, Forró Ernő a mérőszobában. A későbbiekben Hutterer Feri és Dombi Feri is csatlakozott a laborcsapathoz. Természetesen nem lehet kihagyni a mérnök kollégákat sem, dr. Halász Istvánt, akitől igazán sokat lehetett tanulni, Fáy Pétert minden méréses tudóját és akkori szobatársaimat, barátaimat, Ódor Pétert és Varga Lacit. A kiváló laborcsapattal a több mint két évtizeden át, igazán kollegiális légkörben végzett, sikeres munkában való aktív részvétel lehetősége számomra mindmáig igazi megtiszteltetés...



A laborcsapat egy része Tatabányán, bányamunkára felkészülve...
Balról jobbra: Erdélyi László, Halász István, Piller Gyula, Borbás György és Forró Ernő.

Visszatérve azonban az első laborévekre az egyik legnehezebb és legizgalmasabb feladat a laborok berendezésének idején a kővágógép beszerelése volt. A speciális nehézgépek szállításával foglalkozó szállítók ugyan rendben beszállították a több tonnás gépet az épületbe, majd sziszifuszi munkával „elgörgözték” a gépóriást a kővágó helyiséghez, de látva a magas gépalapot és a kővágó helyiség szűkös belmagasságát, megállt a „tudomány”. Egy ideig úgy tűnt, hogy a gép beemelése a gépalapra nem megoldható. Ekkor a labor „kupaktanácsa” az első pillanatra igen merésznek tűnő megoldást javasolt a szállítóknak. A kővágó helyiség felett ugyanis akkor már üzemelt a szerkezetvizsgáló labor daruzott csarnoka, melynek teljes területét egy darupályán mozgó nagy teherbírású daru szolgálta ki. Az ötlet az volt, hogy a kővágó helyiség feletti csarnok darujával emeljük rá a gépalapra a több tonnás monstrosit. Ehhez „nem kellett más”, csak egy megfelelő helyen fűrt és elegendő átmérőjű lyuk a földben, egy kellő teherbírású drótkötél és egy Walkie-Talkie kapcsolat az emeleti darukezelő és földszinti szállítómunkások közötti kommunikáció biztosítására (akkor persze a mobiltelefonnak még híre-hamva sem volt...). Az ötlet működött, a kővágógép a helyére került.

A 70-es évek második felében már igazi oktatási és kutatási munka folyt a laborban. Az építőipar is egyre nagyobb számban adta a külső megbízásokat.

Tassi Géza széleskörű ipari kapcsolatokkal rendelkezett, így folyamatosan biztosította a szerkezetvizsgáló labor foglalkoztatását. **KK** munkák keretében „törtük-zúztuk”, vizsgáltuk a legújabb honosítandó szerkezeteket. Géza bácsinak – köszönhetően német, angol és orosz nyelvtudásának – nem csak kiváló hazai, de működő külföldi kapcsolatai is voltak. Bátran használta az általa soha nem tanult nyelveket is, ha jól emlékszem még románul is hallottam folyékonyan beszélni...

Még ma is sokszor eszembe jut egy-egy árajánlat készítésekor Géza bácsi „nagy mondása” a munkák különböző fajtáiról. *„Tudjátok kollégák, van rosszul fizető rossz munka, ezeket csináljuk sorozatban; van rosszul fizető jó munka, ebből lehet tudományosan profitálni; van*

jól fizető rossz munka, ezzel lehet pénzt keresni; és van jól fizető jó munka, de ilyent még senki sem látott...” – mondta.

A laborban hamarosan megjelentek a diplomatervezők, majd a doktoranduszok is. Az első külföldi Zágrárból érkezett. Zvonimir Marić doktori értekezéséhez T-keresztmetszetű vasbeton gerendák törésvizsgálatát végeztük el a laborban. Zvonko, akivel egy időre szobatársak is lettünk, érkezésekor egy szót sem tudott magyarul, a társalgás angolul folyt. Ő azonban rögtön beiratkozott egy magyar nyelvtanfolyamra és pár hét múlva már azt kérte, hogy ezután magyarul beszéljünk. Hetedik vagy nyolcadik idegen nyelveként, mindenki csodálataira, pár hónap alatt megtanult magyarul is...

Az építőmérnök hallgatók számára laborgyakorlatokat tartottunk. A különböző vasbeton szerkezetek törésvizsgálata mellett láthatták a feszítópáaszmkák és –huzalok igazi, helyszíni feszítését is. Pezgett az élet a szerkezetvizsgáló laborban.

A különböző laborvizsgálatok során a feszítés számított az igazi „veszélyes üzemnek”. Bár gondosan betartottuk a munkavédelmi előírásokat, azért történt két olyan eset – szerencsére nem hallgatókkal végzett kísérleteknél – melyeket nem lehet elfelejteni.

Az egyik esetben egy ártalmatlannak tűnő, rutin kísérleti feszítésnél a már megfeszített feszítőhuzal pattant el. A huzal a feszítősajtból „kilöve” a laborépület hatalmas becsukott teherbejáró kapuja alatti pár centis résen át nyílveszőként kirepülve, centikre a föld felett „száguldott keresztül” a Bertalan utcán. A jó méteres huzaldarabot félszáz méterre a túloldali egyetemenkertben találtuk meg. Az esemény egy szempillantás alatt játszódott le. Szerencsére rajtunk kívül senki, semmit nem vett észre, és még nagyobb szerencsére a „kirepült” huzaldarab nem okozott balesetet...

A másik incidens egy nyári napon, kora este történt. A daruzott szerkezetvizsgáló csarnokban egy sajttal megfeszített, már több napja tartós terhelésnek kitétt feszítópáaszma acél lehorgonyzó eleme – feltehetőleg anyaghiba miatt – minden előjel nélkül, váratlanul szétrobbant, puskagolyóként minden irányba kilöve a szétrepedt vasdarabokat. A nagy robajt hallva dr. Szittner Antal az Építőipari Laboratórium létrehozásának egyik prominens kezdeményezője majd később lelkiismeretes „gazdája” magyarázatot várva nyitott be emeleti szobámba. Szerencsére rajtunk kívül akkor már alig voltak ez épületben. Még nagyobb szerencse, hogy a „nagy durranáskor” a csarnokban senki sem tartózkodott, így csak egy törött emeleti ablak jelezte másnapra, hogy valami rendellenes dolog történt...

Ezek az események persze hivatalosan nem kerültek nyilvánosságra, így lehet, hogy Géza bácsi is csak most szerez a történekről tudomást.

Amikor 1999-ben búcsút vett tőlem az egyetem, még megvolt a Vasbetonszerkezetek Tanszéke és jól működött a szerkezetvizsgáló labor is...

Azóta sok minden megváltozott, átalakult, összeolvadt vagy megszűnt és ma természetes, hogy az egykori látványos E-gerendás szeméki laborgyakorlatok helyén megkérdőjelezhető módon kispályás focicsapatok gyúrik egymást...

Végezetül pedig az idő könyörtelen haladtával a Géza bácsit „bácsizók” száma nőttön-nőtt és mostanra bizony már alig van valaki, aki dr. Tassi Gézát tiszteletteljesen ne így szólítaná.

TALÁLKOZÁSAIM TASSI GÉZÁVAL.

„Vannak barátaim
messzi országokban,
és féltém őket,
ha országukkal baj van.”
Márki Zoltán

Csodálatos hosszú élete során, Tassi Gézával először, ha jól emlékszem egy levél kapcsán találkoztam. Gratulált Pocanschi Adriannak és nekem [1], hogy az Acta Technicae Academiae Scientiarum-ban 1976-ban megjelent cikk nagyon jó. Nagy biztatásként éltem meg, mert az egyetemi évek alatt és a végzésem utáni időkben is, rengeteget foglalkoztam héjszerkezettel. Hegedűs Gyulától tudtam meg, hogy milyen nagy kitüntetés ez nekünk, főleg nekem.

Személyesen 1979-ben Budapesten a „Tartószerkezeti és előregyártási konferencián ismertem meg.[2] Új világ nyílt meg előttem. Tassi Géza köszöntött, Windisch Andorral hármasban beszélgettünk, amikor odajött hozzánk Tamás László a BVM főmérnöke. Ezen a konferencián ismerkedtem meg Agócs Zoltán pozsonyi egyetemi tanárral is.

Az egyik szünetben nagyon kedvesen mondta, hogy még a Iași-i konferencia után hallott rólam és érdeklődött az ott előadást tartó kollégáktól, Csák Bélától, Goschy Bélától[4]. Tudta, hogy a marosvásárhelyi tervezőben tevékenykedem, családom, munkáim felől érdeklődött. Kérte, hogy meséljek kivitelezésről a dési forgókemence munkálatáról.

Igaz, mi csak minden második évben utazhattunk „külföldre”, de én ezt kihasználtam, és az 1981-es CIB konferencián [3], már, mint jártas ember jöttem Budapestre. Ekkor látogattam meg Tassi Gézát is az egyetemen. Maig emlékszem azokra a beszélgetésekre, amikor kedvesen érdeklődött a kollégák, ismerősök felől.

Aztán jöttek a Magyar Műszaki Társaság által szervezett konferenciák (Székelyudvarhely, Csíksomlyó). Ezeken, rendszeresen találkoztunk, gyakran leveleztünk.

„Az életünk egy furcsa kis mese,
Szeszélyes játék, búz színész dolog.”
Wass Albert

Még sok, sok évet kívánok neked, kedves Géza.

Kegyés Csaba

- [1] Pocanschi, A., Kegyes, Cs.: Bending Stresses in Four Corners Supported Hypars Shells Using a Variational Solution. *Acta Technicae Academiae Scientiarum Hungaricae Tom. 88.* 1976 Budapest.
- [2] Kegyes, Cs.: Dwellings with Large - Panels Based on Box - System Variation. *Tartószerkezeti és előregyártási KonferenciaKiadványa, Budapest 1979*
- [3] Kegyes Cs.: Structural Concept of The Large - Panel Design - System. *Symposium CIB Budapest 1981*
- [4] Kegyes, Cs., Benke, S.: Contribuții la calculul clădirilor înalte avînd structură nucleu central și cadre periferice. *Conferința a VII - a de Betoane Iași 1975.*

SZEMÉLYES SZÖSSZENET

Mikor az ember gépet ragad, hogy egy szép kerek évforduló alkalmából megemlékezzen valakiről, és kifejezze jókívánságait, el kell gondolkozzon a jubiláns személyiségéről, és főleg arról, hogy milyen módon tudná leginkább összefoglalni mondanivalóját. Tassi Géza bátyám esetében ez a feladat különösen nehéz, mert kapcsolatunk több mint negyven éve alatt olyan mennyiségű emlékem halmozódott fel, ami szétfeszítené nemcsak ennek az írásnak, de az egész kiadványnak a keretét.

Nem láttam értelmét annak, hogy „szakmai” jellegű dolgozattal tisztelegjek Géza bátyám előtt, hiszen mit írhatna a magamfajta öreg mesterének? Annak sincs értelme, hogy életrajzi adatokat soroljak, mert ez manapság számtalan forrásból bárki rendelkezésére állhat. A szakmai érdemek felidézése sem az én tisztem, biztos vagyok abban, hogy a Géza bátyámat ünneplők sorában rengetegen vannak, akik erre hivatottabbak. Mindezek után úgy gondoltam, elegendő arról írni, hogy láttam Tassi Gézát az embert...

Sokan nem tudják, hogy családi előzmények nélkül, szinte véletlenül lettem műegyetemi hallgató. A műszaki értelmiség fellegvárában számomra minden új volt – néha nehéz is – de mindenképpen érdekes. Mikor az igazi „szaktárgyakat” kezdtük tanulni, hamar kezembe került a legendás, fekvő formátumú feszített beton tankönyv, ami a korábbi tankönyvekhez képest számomra egy újszerű, gyakorlatias megközelítésű, jól emészthető szakkönyv volt. Kíváncsi voltam a szerzőre, aki az elméleti ismereteket és a technológiai részleteket remekül interpretálta, nem beszélve a szerkezet típus fejlődéstörténetének bemutatásáról. Mikor először találkoztunk, nagy volt a meglepetésem, mert az akkori elképzeléseim szerint nem illett össze a nagy tudományos image azzal a szerény, visszafogott és mélyen emberi személyiséggel, amilyenek Tassi Gézát megismertem.

Kezdő mérnökként mindig törekedtem arra, hogy valamennyire „tudományközelen” maradjak, igyekeztem szabványbizottságok közelébe kerülni, és mikor mód volt rá figyeltem az egyetemi labormunkákat is. Ezek során viszonylag gyakran találkoztunk, és nekem, mint kezdőnek rendkívül sokat jelentett, hogy patnerként kezelte, mindig kíváncsi volt a – most persze már látom, néha naiv – véleményemre, és soha nem érezte a kétségkívül meglévő szakmai színvonalbeli különbségünket.

Szakmérnök hallgatóként előadásaiiban nagyon szerettem, hogy mérnök kollégaként kezelte a hallgatót, nem azokra a részletekre helyezte a hangsúlyt, amelyeket egy közepesen értelmes mérnök a szakirodalomból is elsajátíthatott, hanem összefüggéseiben vizsgálta a mérnöki problémákat. Egy-egy szerkezet típus tanulmányozásából soha nem maradhattak ki a technológiai, gazdasági, környezeti, társadalmi kérdések, talán ezekből az előadásokból tanultam először meg, hogy a mérnöki munka sokkalta összetettebb szemléletmódot, felkészültséget igényel, mint ahogy azt sokan hiszik. Megértettem, miért fontos a reál és

humán ismeretek összhangját és együttesét keresni, és világossá vált, miért mondják azt, hogy a szakbarbár a szakmájában is barbár.

Mérnöki pályafutásom sok szállal kötődött, és kötődik a *fib* szervezetéhez, ezen belül (és a *fib* létét megelőzően a CEB és a FIP szervezetében) rendkívül sok kapcsolatunk volt. Ámulva figyeltem azt a hallatlan energiát és szorgalmat, amivel Géza a nemzetközi terepen öregbítette a magyar mérnöktársadalom elismertségét. Csak az tudja felmérni, mennyi munkával és áldozattal jár ez, aki már próbálkozott hasonlóval. Persze az Ő esetében nem szabad áldozatról beszélni, hiszen ez a munka lételeme volt, mindmáig is az. Munkája eredménye volt a legnagyobb jutalma, amellett, hogy a nemzetközi mérnökszervezetekben Ő az egyik legjobban ismert és elismert magyar szakember és professzor.

Sokszor volt alkalmam Géza bátyám társaságában részt venni hazai és külföldi szakmai rendezvényeken. Az hogy a szakmai rendezvények meghatározó alakja, teljesen természetes volt, de mindig mindenkit meg tudott lepni a rendezvény környezetének ismeretével, Ő mindig mindenből felkészült. Hosszabb utazásaink során rendkívül szórakoztató útitárs volt, akitől észrevétlenül lehetett tanulni, vagy együtt lehetett rácsodálkozni az ismeretlenre a csíksomlyói kegytemplomtól az orlandói aligátorfarmig. Naprakész volt a történelmi, földrajzi, nyelvi, politikai kérdésekből, mindenkiel azonnal megtalálta a hangot mindenkinek adott valamit és nyitott volt mindenre, amit Ő kaphatott másoktól. Igazi enciklopédikus professzor- manírok nélkül.

Körülbelül ezek a gondolatok kavarnak bennem, mikor Tassi Gézára gondolkodom. Folytathatnám persze, mert annyi az emlék, hogy befejezni úgyse tudnám, ezért csak megszakítom az emlékezést, és ezzel a pár őszinte sorral kívánok neked, kedves Géza bátyám a lehetőségek szerint jó egészséget, boldogságot, és azt, hogy Isten éltesen sokáig, mindannyiunk legnagyobb öröme.

Szeretettel és barátsággal

Dr. Madaras Gábor

GÉZA BÁCSI – AZ ÉN SOKÉVES MENTOROM

*Zvonimir Marić,
nyugdíjas,
HR, Zágráb, R. F. Mihanovića 5*

SUMMARY

The birth of longlasting friendship with the jubilarian is presented first, along with the circumstances of the author's nine and a half months long stay at the Concrete Laboratory of the Technical University Budapest in the academic year 1975/76. Thank to the jubilarian's keen animating, the author eventually produced his technical doctor thesis at the Technical University, whereby the jubilarian's assistance went far beyond what was usual for an ordinary mentor. The friendship has been lasting ever since, and the jubilarian had a decisive role in accepting the author as a member of the Hungarian *fib* member group as well as in granting him the prestigious Palotás prize. The author believes this friendship is a blessing: thank to it, his perspectives have been considerably widened and his life has been substantially enriched.

Egészen biztos, hogy Géza bácsi nélkül az én tudományos és oktatói karrierem sokkal szegényesebb lenne, és bizonyosan lényegesen lassabban haladtam volna előre, valamint a legmagasabb elért tudományos fokozatom is alacsonyabb lenne. Az pedig, hogy elnyertem a *Palotás-díjat*, sokkal inkább az ő baráti buzgalmának, mintsem az én érdemeimnek köszönhető. Emiatt kimondhatatlanul hálás vagyok neki. Röviden leírom, hogy ismerkedtünk meg, és mi mindenben segített nekem.

Amikor a magyarországi továbbképzést lehetővé tevő ösztöndíjra pályáztam,¹ azt mondták nekem (a mi minisztériumunkban), hogy pontosan fel kell tüntetnem, mely intézményben kívánom ezt megvalósítani, és mely területen kívánok szakosodni. Ekkoriban a Horvát Építésügyi Intézet (Institut građevinarstva Hrvatske – IGH), ahol dolgoztam, együttműködött a *Kötkival* (*Közlekedési Tudományos Kutató Intézet*), tehát azzal az intézménnyel, mely leginkább közlekedési problémákkal foglalkozott. Én azonban a beton területén kívántam szakosodni, lehetőség szerint a feszített beton területén. Dr. Aleksandar Šolc, az IGH munkatársa (akinek édesanyja magyar származású, így beszélt magyarul), megadta nekem a Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kara Betonlaboratóriumának címét. Megragadtam az első alkalmat és a nővéremmel, Zdravkával együtt elutaztam Budapestre. 1974-ben ugyanis a Köztársaság Napja alkalmából (november 29.) négy munkaszüneti nap volt, úgyhogy a város nevezetességeinek bejárása mellett munkalátogatásra is utaztunk.

¹ Egy évvel korábban lengyelországi ösztöndíjra pályáztam, de nem jártam sikerrel, és tovább nem is állt szándékomban pályázni. Egy nap azonban felhívott egy hölgy a Tudományos Minisztériumból és elmondta, hogy rendelkezésére áll két ösztöndíj: Lengyelországba, és Magyarországra. Azt mondtam magamnak: a beton az beton, lengyelül már beszélek, miért ne tanulnék meg magyarul is? Ezért jelentkeztem.

Géza bácsi nagyon szívélyesen fogadott minket. Felváltva beszélgettünk angolul és oroszul (a nővérem csak oroszul beszélt), végül pedig Géza bácsi, megdicsérve tudásomat e két nyelv területén, javasolta, hogy mégis tanuljak meg egy kicsit magyarul, mivel a laboránsokkal való munkában egy másik nyelv sem lesz segítségemre. Én magam is már régóta készültem arra, hogy magyarul tanuljak, mivel ezekben az években gyakran utaztam vonattal Lengyelországba (még egyetemista koromban tanultam meg jól lengyelül), és meglehetősen bután éreztem magam, amikor átutaztam Magyarországon és nem értem a nyelvet. Szerencsém volt: 1975-ben a téli szemeszter kezdetén dr. Nyomárkay István úr, magyar nyelvi lektor a Zágrábi Tudományegyetem Bölcsészettudományi Karán (később pedig *Eötvös Loránd* Tudományegyetem Szlavisztika Tanszékének tanszékvezetője és a Horvát Tudományos és Művészeti Akadémia levelező tagja) magyar nyelvtanfolyamot indított. Én azonnal beiratkoztam, és szépen fejlődtem. Két hónappal később azonban terepre küldtek, a Hercegovinában található Popovo poljébe, ahol a Trebišnjica vízerőmű épült. Ott, az egész napi munka és egyéb kedvezőtlen körülmények közepette igazából nem voltak adottak a tanuláshoz.

Júliusban kaptam meg az értesítést, hogy jóváhagyták számomra a magyar ösztöndíjat, és hogy a szemeszter kezdetén munkába állhatok, de előtte el kell utaznom Budapestre, hogy lakást válasszak magamnak. Augusztus végén Varsóban egy nagy RILEM konferenciát tartottak, melyre engem küldtek egy kollégám helyett, aki akadályoztatva volt az utazásban. A visszaúton elutaztam Budapestre, és nem hittem a szememnek: Vas Judit asszony mutatott nekem egy stílbútorral berendezett garzonlakást a Budafoki út 45. szám alatt, öt percre a Laboratóriumtól. Addig Zágrábban éltem, igaz, ott is egy garzonlakásban, de két testvéremmel, és elég nagy távolságra a munkahelyemtől (a berendezés pedig konfekcióbútor volt). Tekintettel a feladatokra, melyeket még le kellett zárnom az építkezésen, megállapodtam, hogy a Laboratóriumban október 20-án állok munkába.

Az első munkanapon (és az elkövetkező további két hétben) Géza bácsi valahol külföldön volt, engem pedig Erdélyi Lacival és Varga Lacival tettek egy szobába. Ők megmutatták nekem a Laboratóriumot, és összeismertettek a Tanszék személyzetével (a Stoczek utcában), azután pedig nekiálltam tanulni. Lengyelországban ugyanis beszereztem egy könyvet a feszített betonról (a betonról szóló, 14 kötetre rúgó könyvek egyikét), valamint megvolt Leonhardt könyve is. Azonban, amikor Géza bácsi visszatért, megkért engem, hogy minél előbb állítsam össze a kutatási programot. Ez nagy fejfájást okozott nekem: az IGH-ban komoly kutatásokkal csak tőlem idősebb kollégák egy kisebb csoportja foglalkozott, én pedig kizárólag hídtervezéssel foglalkoztam. Mivel hamarosan november 7-e lett, egy háromnapos ünnep, elutaztam Zágrába, és megkértem Đuro Dekanović kollégámat, aki nemrég doktorált Párizsban, hogy segítsen. Javasolta, hogy foglalkozzak a nyíró erők hatásainak kutatásával. Belevetettem magam Leonhardtnak és Walthernak a *Stuttgarter Versuche*-ről megjelentetett cikkeinek tanulmányozásába. Kitaláltam a kísérleteket is, melyekben hat darab, közepes nagyságú gerendát kellett vizsgálni. Amikor ezt megmutattam Géza bácsinak, azt javasolta, hogy találjak ki valami olcsóbbat.

Ez még nagyobb gondot okozott nekem. Látva, hogy szenvedek, Hegedűs Pista azt javasolta nekem, hogy foglalkozzam a csavarással – ez egy szinte feltáratlan terület volt. Belevetettem hát magam egy egészen másfajta irodalom tanulmányozásába. Itt ki kell emelnem Varga Katalin könyvtáros rendkívüli előzékenységét, aki nagyon gyorsan beszerzett mindent, ami

engem érdekelt. Nagyobb számú mintával kezdtem, amit fokozatosan csökkentettem. Épp 15 gerenda terveit dolgoztam ki, amikor arra járt Géza bácsi, és azt mondta: „Legyen hát 15, csak kezdjünk hozzá!” Később megtudtam, hogy a pártgyűlésen élesen kritizálták, hogy egy névtelen idegennek ilyen drága kísérleteket hagyott jóvá. Gyorsan befejeztem a szükséges tervek kidolgozását: számomra, mint tervező számára, ez rutinfeladat volt. Kicsit nehezebb volt a dolgom az összetett hatást eredményező terhelést biztosító berendezéssel, de itt a Laboratóriumban dolgozó kollégáim lelkesen segítettek, úgyhogy néhány sikertelen kísérlet után megtaláltuk a helyes megoldást.

A kísérleti gerendák és a hozzájuk tartozó beton és acél mintadarabok elkészítése három fázisból állt. A zsaluzatot az asztalosok, Pillér Gyula és Kuruc Gyula készítették – ehhez nem volt hozzászólásom. A vasalás hajlítását, összeállítását és kötözését² mind a 15 gerendához magam végeztem el, továbbá nagy lelkesedéssel vettem részt a beton beépítésében is,³ különösen pedig a mintadarabok utókezelésében, gondozásában. A mérő bélyegeket a vasaláson és a beton felszínén Bánkuti Zoltán, Forró Ernő és Hutterer Ferenc építettek be nagy gonddal. Természetesen, a mintadarabok és kísérleti gerendák vizsgálata során folyamatosan vezettem az összes szükséges feljegyzést a kísérleti gerendákon végzett mérésekről és azok viselkedéséről. Amikor elfogyott a vasalásban keletkező feszültség mérését szolgáló nyúlásmérő bélyeg (*strain gauges*), „kiugrottam“ Bécsbe és beszereztem – a döntéshozók az IGH vezetőségében nagyon segítőkészek voltak. A kísérleti gerendák vizsgálata túlnyúlt azon a határidőn, ameddig az én továbbképzésem tartott a Laboratóriumban (nyolc hónap), de másfél hónappal meghosszabbították azt, így sikerült mindent befejeznem.

Elfelejtettem elmondani, hogyan tanultam meg magyarul. Mindjárt megérkezésem után kinyilvánítottam, hogy szeretnék bekapcsolódni egy már folyó tanfolyamba. Kezdő vietnami egyetemisták csoportjába osztottak be. Nekik azonban komoly nehézségeik voltak az általuk éppen hallott szavak megismétlésével, úgyhogy hamar beláttam, hogy csak az időmet vesztegetem, amennyiben velük maradok. Ekkor egy csoport orosz diákhöz irányítottak, akik azonban már másodéves egyetemi hallgatók voltak, így én nem bírtam követni őket. Akkor pedig Géza bácsi kijárta a számomra, hogy dr. Gyenes Tamásné heti egy órában tanítson engem (szombatonként). Sokszor emlegettem ezt az órát, az autó ablaktörőjéhez hasonlítva azt. Ez az egy óra ugyanis eltörölt minden homályt és bizonytalanságot, melyek a hét során felgyülemlettek. De még valamit hozzá kell tennem: egy hónappal Budapestre érkezésem után megismertem Marikát, és neki köszönhetően a tanulásban nagyon gyorsan haladtam előre (hamarosan össze is házasodtunk). Természetesen, a Laboratóriumban végzett munka is hozzájárult nyelvi fejlődésemhez. Végül pedig a tanulást „megkoronáztam“ egy magyar nyelvtanfolyammal a Debreceni Nyári Egyetemen 1976. augusztusában.

² Néhai édesapám építési művezető volt, és amikor nyári tanulmányi gyakorlaton voltam az ő építkezésén (mint az Építőipari Szakközépiskola tanulója), rávette engem, hogy idősebb rokonommal megtanuljam a betonvas hajlítását, összeállítását és kötözését.

³ A szocializmusban a dolgozók többé-kevésbé azonos fizetést kaptak, függetlenül attól, hogy dolgoztak-e, vagy sem. Ezért ösztönözni akartam a laboránsokat, hogy nagyobb odaadással dolgozzanak (főként a betonozás során), úgyhogy néha hoztam nekik egy-egy üveg *Cézár* konyakot, vagy hasonlókat. Egy alkalommal nem volt tartalékomból *Cézár*-ból, úgyhogy hoztam nekik egy láda *Nektár* söröt. Az akkori Jugoszláviában a banjalukai *Nektár* sört jó sörként tartották számon. Észre sem vettem, hogy a magyar üvegekben az állt, hogy az alkoholfmentes sör! Évekig ugrattak emiatt, így nemrég Hutterer Feri is felidézte ezt az esetet.

Géza bácsi gondoskodott arról, hogy a leírt kísérleteim alapján jelentkezzem doktori munkám megvédésére is. Ezért a legtermészetesebb volt, hogy a Zágrábba való visszatérés után folytassam az eredmények feldolgozását és a disszertáció írását. Én azonban Budapesten meg is nősültem, aztán megszületett az első gyermekem, majd a második, és ilyen körülmények között nem volt lehetőségem komolyabban dolgozni a disszertáción. 1977 szeptemberében a RILEM konferenciát Budapesten rendezték meg, melyen én is részt vettem, Géza bácsi pedig kihasználta ezt az alkalmat is, hogy ösztönözzön. Engednem kellett, mert valóban hatalmas kár lett volna a Laboratóriumban befektetett nagy erőfeszítéseket csak úgy veszni hagyni, eldobni. Igaz, én, amikor csak egy kicsit több szabadidőm volt, lassan dolgoztam a kísérleti eredmények feldolgozásán. Amikor Géza bácsi látta, hogy kész vagyok belevetni magam a munkába, mindjárt összeállította számomra a fejezetek listáját. Így 1978. áprilisában lassan elkezdtem írni – először horvátul, Marika pedig segített nekem, hogy ezt lefordítsam magyarra. Május végén volt a FIP kongresszus Londonban, ahol találkoztam Géza bácsival és Windisch Bandival. Megállapodtunk, hogy egy hónap múlva elviszem neki megmutatni, amit addig leírtam.

Arra számítottam, hogy itt-ott figyelmeztetni fog egy-egy nagyobb hibára. Ehelyett mi történt: ő teljes egészében átrendezte a szöveget, kétszeres javításokat vitt bele: műszaki és nyelvi vonatkozásúakat egyaránt. Ezután Rózsika mindent átiró géppel (nekünk Zágrábban nem volt magyar betűkkel ellátott írógépünk). És ez így ment (néhány fejezetenként), mindaddig, míg be nem fejeztem a teljes könyvet. Zágrábban szépen elkészítették számomra a rajzokat, egy barátom pedig géppel leírta a matematikai kifejezéseket és *letrasettel* megjelölt minden indexet és potenciát, úgyhogy a disszertáció valóban szépen nézett ki. Géza bácsi ezután gondoskodott a sokszorosításról és bekötésről, ahogy arról is, hogy szemet hunyjanak a felett, hogy egy kicsit késtem a könyv leadásával. Szintén meghatározta, hogy mely fejezeteket kell megtanulnom matematikából az 1979. április 13-án megtartott *szigorlatra*. Mindent egybevetve, a tulajdon édesapám sem gondoskodott volna rólam ennyire.

A Műegyetem Aulájában májusban megrendezett ünnepélyes diplomaosztóra rokonaimmal és számos barátommal utaztam el, Géza bácsi pedig irodájában fogadott mindannyinkat. Ezután is megőriztük a baráti kapcsolatot, egészen napjainkig. Úgy éreztem, hogy soha nem tudok majd megfelelően törleszteni neki. Mégis, rábeszéltem az IGH döntéshozóit, hogy hívják meg őt, hogy tartson előadást (amit elfogadtak, ahogy az ő néhai feleségét, Mártát is, aki szintén egyetemi professzor), 1981. tavaszán. Ezután elvittem őket a híres Krk-szigeti hídra, melynek építése néhány hónappal korábban fejeződött be, de még folyamatban volt az elmozdulások mérése a nagy ív tetőpontjában, úgyhogy az építésvezető, a néhai Stanko Šram professzor ekkor még a hídnál volt. Ez a szakma nagy értőinek és szerelmeseinek megkapó találkozója volt. Šram professzor édesapja szintén a Budapesti Műszaki Egyetem diplomájával rendelkező építőmérnök volt. Géza bácsi lenyűgözte Šram professzort, amikor, nem egészen két héttel a Krk-szigeti hídon történt találkozást követően, megküldte neki édesapja egyetemi anyakönyvi lapját 1914-ből.

Természetesen, minden budapesti látogatásomkor Géza bácsihoz is benézek (vagy az otthonában, vagy az irodában), ő pedig minden alkalommal elbűvöl engem hihetetlen munkabíráásával, energiájával, és baráti hűségének kinyilvánításával. Amikor 1998 októberében a Horvát Köztársaság pécsi főkonzulja lettem, ő javasolta tagfelvételemet a Nemzetközi Betonszövetség - **fib** - Magyar Tagozatába, ahová, valószínűleg az ő

közbenjárására, fel is vettek. Így négyéves pécsi szolgálatom alatt részt vettem a Tagozat néhány ülésén, melyet rendszerint egy-egy nagyobb építkezés meglátogatása, valamint kellemes együttlét kísért. 2005-ben a Tagozat *fib*-szimpóziumot rendezett Budapesten, Géza bácsinak köszönhetően pedig az a megtiszteltetés ért, hogy a munkaülés egyik elnöklője lehettem (együtt az ő finn barátjával, Arne Jutil professzorral). A következő évben pedig jelentéktelen személyemet nagy megtiszteltetés érte: elnyertem a *Palotás-díjat*. Ha megnézem, milyen társaságba jutottam, mindjárt látom, hogy soha nem juthattam volna ide, ha nem lett volna Géza bácsi.

Géza bácsi magánemberként is túlszárnyalhatatlan a figyelem, figyelmesség kifejezésre juttatásában. Nemcsak hogy soha nem felejtett el felköszönteni a születésnapján Marikát, vagy engem, hanem gyermekeink születésnapját sem felejtette el! Élénken érdeklődött az ő tanulmányaik és előmenetelük iránt minden tekintetben. Egyszóval, a vele való barátság gazdagabbá tette életemet, új távlatokat nyitó és új élményeket nyújtó világba vezetett be engem, amire biztosan nem lett volna lehetőségem, ha Őt nem ismertem volna meg.

Isten éltesse még nagyon sokáig, jó egészségben!

Note of the Editor-in-Chief:

We know that Géza Tassi had many good colleagues, friends in Poland. We consider this greeting from Prof. Andrzej Ryżyński as a token of a very good link between Polish and Hungarian civil engineers

Poznań (Poland) 30.06.2015

Professor Géza Tassi

Budapest

Dear Géza!

You are getting ready for your great jubilee – the 90-th birthday. It also means finishing about 70 years of hard work and having some friends for the whole life. We met for the first time about 50 years ago. I presented then a paper „*Displaces and deformations of prestressed concrete interconnected bridge griders during posttensioning*” during the RILEM Symposium on testing in situ of concrete structures in Budapest in 1977, Symposium materials vol. 1 pages 319-326.

I hope you will let me send you a lot of warmest wishes to your splendid jubilee, connected with your 90-th birthday, and a lot of luck and good health on your way to the next jubilee – your 100-th birthday!

Remain healthy - wishes you your old friend

Andrzej Ryżyński

О НЕКОТОРЫХ АСПЕКТАХ ОБЕСПЕЧЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ СОВРЕМЕННЫХ ВЫСОКОСТЕЛЛАЖНЫХ АВТОМАТИЗИРОВАННЫХ ОХЛАЖДАЕМЫХ КАМЕР

Василий Степанюк

АННОТАЦИЯ

Основным преимуществом зданий с использованием стеллажей в качестве несущих элементов является совмещение несущих и технологических функций. Цель статьи - изложить практические рекомендации, направленные на обеспечение долговечности зданий, а следовательно, и повышение экономической целесообразности возведения высотных охлаждаемых камер.

1. ВВЕДЕНИЕ

Разнообразные конструктивные решения в области возведения высокостеллажных складов широко используются во многих странах Европы и Америки. Мировые крупные молочные компании экономически обосновали целесообразность использования высокостеллажных конструкций охлаждаемых камер, с целью улучшения условий хранения, организации отправки заказов в торговую сеть и уменьшения порчи молочной продукции.

Конструктивное решение зданий высокостеллажных складов может быть решено в двух вариантах. В первом — здание возводится из несущих и ограждающих элементов, способных воспринимать все внешние воздействия, а конструкция стеллажей рассчитана только на вес хранящейся продукции.

Во втором варианте стеллажный каркас кроме прямых функций выполняет роль несущей конструкции, способной воспринимать ветровые и технологические нагрузки. Такую конструкцию иногда называют стеллажно–несущей, наибольшее распространение она получила в США.

Основным преимуществом зданий с использованием стеллажей в качестве несущих элементов является совмещение несущих и технологических функций, отсюда компактность планировки и экономия металла, используемого при строительстве таких объектов. Существенным недостатком таких конструктивных схем может служить недостаточная долговечность из-за потери несущей способности отдельного элемента, например, паллетного ригеля, входящего в состав довольно сложного многоэлементного сквозного каркаса. При этом необходимо учитывать специфические условия работы автоматизированной системы складов: замена одного элемента невозможна или крайне затруднена без остановки всей линии.

Целью настоящего изложения материала являются практические рекомендации, направленные на обеспечение долговечности зданий, а следовательно, и повышение экономической целесообразности возведения высотных охлаждаемых камер.

2. ОПИСАНИЕ ВЫСОКОСТЕЛЖАЖНОГО КАРКАСА

Проектируемый высокостеллажный несущий металлический каркас в поперечном направлении представлен рамной конструкцией, см рис. 1, состоящей из сквозных колонн омега-образного поперечного сечения, расположенных в плане с шагом 3,21 м и односкатных сквозных ригелей крыши. Высота рамы до низа конструкций покрытия – 23м. Крайние сквозные колонны менее развиты и состоят из двух стоек, а средние - из четырёх. Отдельные омега - образные стойки объединяются в колонну решёткой, состоящей из наклонных и перпендикулярных раскосов. Сквозные ригели являются несущими элементами крыши и состоят из нижнего и верхнего поясов омега - образного профиля, соединённых между собой наклонными раскосами трубчатого замкнутого сечения. Восприятие горизонтальных и вертикальных нагрузок осуществляется за счет использования стали высокой прочности и применения развитых в плане сквозных сечений, обладающих высокой устойчивостью отдельных ветвей из - за незначительного значения приведенной гибкости.

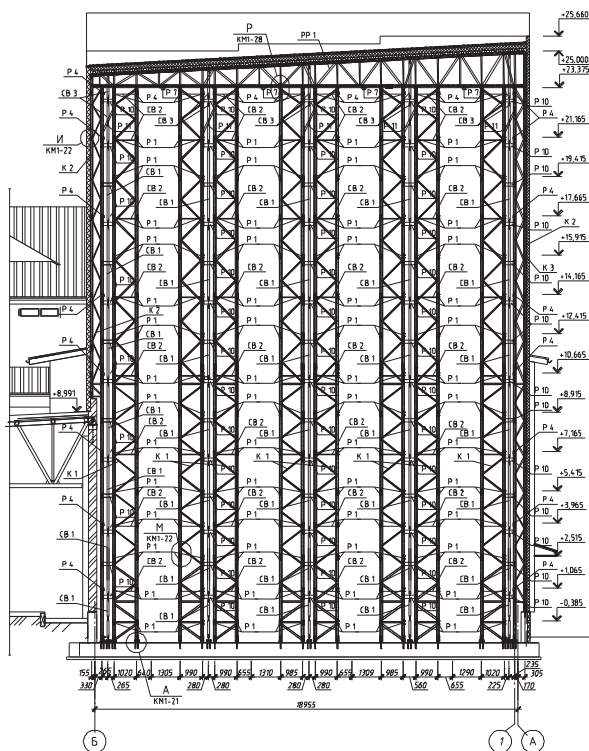


Рис. 1. Рама в поперечном направлении

В продольном направлении рама состоит из сквозных омега-образных стоек и тонкостенных трубчатых ригелей, изготовленных гнутыми из оцинкованной жести толщиной 1,5 мм. Стойки колонн с фундаментной плитой по крайнему ряду соединены жёстко, см. рис.2.

Пространственная жёсткость одноэтажного высотного здания в целом обеспечивается созданием по оголовкам стоек каркаса горизонтальных гибких связей по периметру камеры охлаждения. Кроме этого, в целях предотвращения скручивания элементов каркаса относительно вертикальной центральной оси здания, созданы ячейки крестообразных гибких связей с шагом по высоте равном расположению паллетных ригелей - 1,75 м.

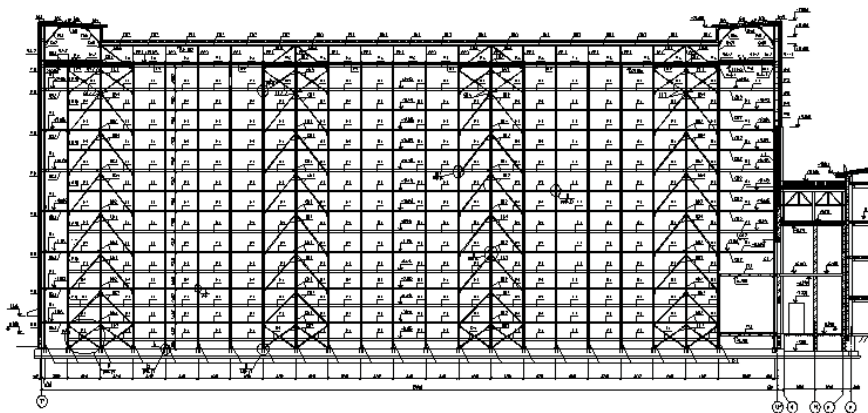


Рис. 2. Рама в продольном направлении

Крыша одноэтажной высотной камеры для хранения молочной продукции односкатная и состоит из несущего профилированного настила марки Н114-750-0,9 по стальным сквозным ригелям, опирающимся нижними поясами на оголовки стоек каркаса. Конструкция высокостеллажного каркаса показана на рис. 3.

Стенки поперечных сечений ригеля рассматривались как тонкостенные элементы и в расчёт принимались характеристики редуцированного элемента, расчётная площадь сечения которого меньше геометрической.



Рис. 3. Конструкция высокостеллажного каркаса

3. ОСНОВНЫЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Применение стеллажно-несущей системы каркаса экономически обосновано и технически целесообразно не только в обычных складских зданиях, где строго не контролируются параметры внутренней среды воздуха, но также в охлаждаемых камерах, в которых наблюдается высокая влажность -80% и большие перепады между температурой внутреннего и наружного воздуха.

Использование стеллажных каркасов для строительства охлаждаемых зданий имеет свои особенности и требует корректировки элементов самого каркаса с целью обеспечения необходимой прочности отдельных элементов, жёсткости здания при действии горизонтальных нагрузок и повышения коррозионного износа с целью увеличения нормативного срока эксплуатации

Тяжело нагруженные ($N > 300 \text{ kN}$) сжатые с открытыми омега-образными поперечными сечениями стойки необходимо объединять в замкнутые профили коротышами труб $I = 300 \text{ мм}$, на болтах в местах сопряжения паллетных ригелей (шаг по высоте 1750 мм).

Растягивающие усилия, возникающие в ригелях, рамы направлены перпендикулярно оси стойки и раскрывают (выпрямляют) омега-образный профиль, тем самым снижают устойчивость длинной сквозной колонны.

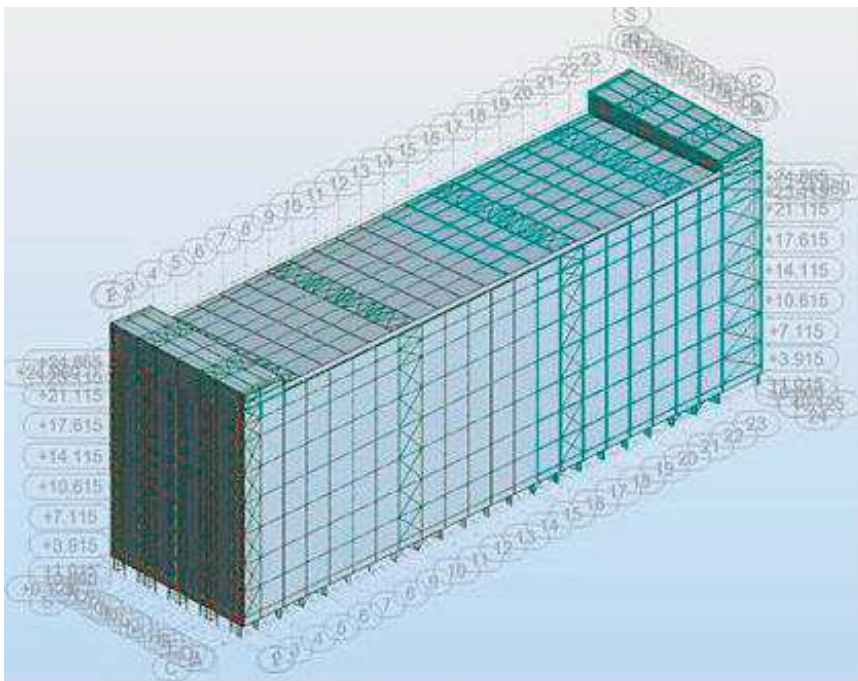


Рис. 4 Общий вид расчетной модели здания.

С целью снижения деформативности здания в горизонтальном направлении гибкие, длиной свыше 8 м элементы вертикальных связей пруткового профиля диаметром 10 мм необходимо заменить жёсткими элементами трубчатого замкнутого сечения $\square 80 \times 5$. Под влиянием действия горизонтальных циклических нагрузок от технологического оборудования (воздухоохладителей), расположенных на высоте 24 м происходит расслабление болтового соединения и, как следствие, провисание длинных гибких прутков крестового соединения.

Паллетные ригели, совмещающие функции горизонтальных распорок рам и несущих элементов для складирования грузов весом до 10 кН, изготовленные гнутьём из тонкой жести $t=1,5$ мм, необходимо заменить цельными из замкнутых гнутосварных профилей с толщиной стенки не менее 3 мм. Компановка ригеля более мощным сплошным поперечным сечением по сравнению с тонкостенным, выполненным гнутьём из жести является прямым путём повышения долговечности здания, поскольку в критерий оптимальности необходимо включить не только расход материала, но также коррозионную стойкость с учётом затрат на эксплуатацию в условиях остановки производства.

Применение сплошностенчатых гладких замкнутых профилей, где не возможно скопление влаги в точках контактной сварки имеет неоспоримое преимущество с точки зрения повышения долговечности по сравнению с предложенными европейским поставщиком.

При проектировании каркасов охлаждаемых камер следует стремиться к тому, чтобы показатель коррозионной стойкости $\Pi_{кор}$ (мм), оцениваемый по выражению (1) был не менее 0,8 для средне агрессивной среды.

$$\Pi_{кор} = V_{ст.з} \cdot t_{min} / V_{фак} \cdot K_{изм} \quad (1)$$

Продольная рама высотного каркаса не равнодолговечна: стойки из выражения (1) отличаются от ригелей по показателю коррозионной стойкости ($\Pi_{кор}$) более чем в 2 раза, допускается не более 1,5 раза. В выражение (1) входят:

$V_{ст.з}$ – скорость коррозии стали Ст3 (С 245) без защиты, в мм в год,

$V_{фак}$ - фактическая (прогнозируемая) скорость коррозии в тех же условиях, мм в год,

t_{min} – минимальная толщина элемента,

$K_{изм}$ – коэффициент коррозионного износа.

Прогнозируемое изменение несущей способности конструкций с учетом коррозионного износа во времени может быть использована показательная функция вида

$$\Pi = C \cdot \tau \cdot \eta \quad (2)$$

где:

Π – коррозионный износ, мм,

τ – продолжительность эксплуатации,

C и η эмпирические коэффициенты, полученные в зависимости от характера и степени агрессивности.

Коррозионный износ ригеля в средне агрессивной среде через 20 лет составит:

$$\Pi = C \cdot \tau \cdot \eta = 0,18 \text{ м } 1/3 = 0,5 \text{ мм.}$$

Предлагаемая конструкция ригеля имеет толщину стенок $t_0 = 1,5 \text{ мм}$.

Снижение несущей способности стальных конструкций подверженных коррозионному износу во времени можно проверить по основным расчётным формулам EN с введением коэффициента снижения прочности (K_a). Например, для центрально-растянутых элементов:

$$\sigma = N/A \cdot K_a \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (3)$$

здесь

A – площадь поперечного сечения в начале эксплуатации,

K_a – коэффициент снижения несущей способности.

Коэффициент снижения несущей способности может быть определён по геометрическим характеристикам стенок ригеля:

$$K_a = t_k/t_0 = 1/1,5 = 0,66, \quad t_k = t_0 \cdot \Pi = 1,5 \cdot 0,5 = 1,0 \text{ мм},$$

здесь

t_k толщина поперечных стенок элемента после 20 лет эксплуатации,

t_0 начальная толщина стенки.

4. ВЫВОДЫ

Анализируя конструкции, широко используемые в Европе, по вышеприведенным критериям, проектная организация ООО «Проект-наука» совместно с заказчиком для повышения надёжности и долговечности высотной стеллажной камеры охлаждения установила дополнительные элементы.

Статический и прочностной расчет скорректированного несущего каркаса произведен в ПК Autodesk Robot Structure Analysis 2014 по *ЕВРОКОД 3*:

максимальный коэффициент использования изгибаемых ригелей – **81%**;

деформированные показатели каркаса – максимальный коэффициент использования по прогибам составляет 88 % (ригель паллетный);

перемещение верха здания в продольном направлении не превышает $f = 9$ мм при предельном значении $h/300 = 89$ мм;

перемещение верха здания в поперечном направлении не превышали $f = 21$ мм при предельном значении 89 мм.

5. ИСТОЧНИК

1. В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров, Проектирование металлических конструкций: Спец. курс. Учебное пособие для вузов 1990 - 432 с.

ФОРМАЛЬНО-СТАТИСТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ОПУБЛИКОВАННЫХ РАБОТ ПРОФЕССОРА TASSI GÉZA

Szlivka József
Archi+Med, Budapest

SUMMARY

The paper contains some of the aspects of analysis of the scientific legacy of the scientist, as well as the fact that this legacy can be and should be measured by contemporary methods of science studies. Combination of scientometric indicators demonstrates the picture of development of scientific research and directions of the scientist, their relevance and possibilities. In some degree, the analysis allows to track down the application of scientific ideas of Géza Tassi. The issues that were studied and researched by him are still relevant, and the result he got can serve today as a basis for further research.

1. ВВЕДЕНИЕ

Настоящая работа – это попытка дать картину развития научных изысканий, направлений, оценить их актуальность, возможности, а также реализацию научных идей юбиляра. Это предполагает рассмотрение ряда вопросов, с применением таких методов, как: учёт и анализ работ авторов аналогичных исследований, количественные показатели использованных источников, описание индикаторов «число цитат или ссылок». Научная деятельность профессора Tassi Géza (*тошши гейзо*), таким образом, сама становится объектом исследования, которое – возможно – поможет постичь логику его научных построений [1]. Такая цель поставлена впервые, никто и никогда не анализировал публикации, однако профессор составил перечень всех своих опубликованных работ, что позволило автору этой статьи попытаться в общих чертах показать картину развития научных изысканий, направлений и идей профессора Tassi Géza (*тошши гейзо*). Однако прежде следует упомянуть основные этапы жизненного пути юбиляра.

Будущий профессор рождён был в Будапеште в 1925 году, в двадцать четыре года с отличием окончил строительный факультет Будапештского технического университета (*ВМЕ*). Ещё студентом, стал сотрудничать на Первой кафедре мостов (демонстратор), поэтому не случайно, что после защиты дипломной работы он - ассистент этой кафедры. В 1950-51 годах был призван в Военно-воздушные силы, но в качестве инженера-проектировщика. Научную деятельность начал под руководством академика Mihailich Gyözö (*михайлыч дьыузыу*) в 1952 году. С 1954 года - адъюнкт Второй кафедры мостов, с 1962 - доцент Кафедры железобетонных конструкций, а с 1976 – профессор. В промежутке (1961-62 годы) работал заместителем главного технолога Государственного строительного предприятия № 31 (*АЕВЗ1*). Не было на кафедре такой дисциплины, которую бы не преподавал юбиляр, в том числе и на немецком, английском языках, когда это требовалось. Кроме преподавательской работы, профессор исполнял целый ряд университетских функций: заместитель декана, заведующий лабораторией Кафедры железобетонных конструкций (ведущая

лаборатория Венгрии), председатель Комиссии по присуждению докторских степеней. В рамках настоящей статьи всего не перечислить, да это и не входит в наши задачи. Кандидатскую диссертацию защитил в 1957 году, а свой главный труд – *Напряжённо-деформированное состояние предварительно напряжённых несущих железобетонных элементов* - подготовил и защитил спустя девять лет. В 1976 году Академия Наук Венгрии присвоила ему учёную степень доктора технических наук.

Профессора Tassi Géza (*тошши гейзо*) работу в университете совмещал с весьма значительной проектной работой, а также принимал участие в натурных испытаниях, порой и руководил ими. Эта его деятельность в значительной степени отражена в опубликованных им материалах, о чём речь пойдёт ниже. Следует упомянуть и об участии в работе десяти конгрессов и девяти симпозиумах FIP, в шести пленарных заседаниях *cee*, как и об участии в международном издательском деле: *iabse, rilem, iass, gamm, igip*. Картина будет неполной, если не сказать, что профессор прочитал более 200 специальных лекций на разных форумах в 37 странах пяти континентов, где всегда стремился – кроме прочего - представить в хорошем свете строительные возможности Венгрии. Он и сегодня является почётным председателем Венгерской секции *fib*.

2. МЕТОДЫ АНАЛИЗА ОПУБЛИКОВАННЫХ РАБОТ

Библиометрический подход к исследованию науки известен с шестидесятых годов прошлого столетия [2]. Материалом в таких исследованиях, прежде всего, служат базы данных ISI. Эти базы доступны частично на электронных носителях, а также через Интернет. Наше внимание было направлено не только на анализ опубликованных материалов юбиляра, но и на труды иных авторов, усилия которых были направлены на совершенствование несущих конструкций в различных отраслях строительной деятельности.

Широко известно, что в науковедении используют такие основные модели науки: экономическую, гносеологическую, логическую и информационную. В настоящем исследовании мы будем исходить из информационной модели, так как феноменологически науку следует рассматривать как процесс получения существенно новой информации. Этот процесс носит последовательный и коллективный характер, ведь всякая научная работа базируется на некотором множестве ранее выполненных работ. Поэтому наше исследование построено на анализе библиографических данных публикаций.

Библиометрический подход предполагает квантификацию документальных потоков информации. Квантификация – это учёт качественных признаков в количественном выражении, поэтому упор наших изысканий делается на количественные показатели, отражающие состояние научной деятельности профессора Tassi Géza (*тошши гейзо*) в целом или отдельных её аспектов.

Здесь возможны два подхода: простая и структурная библиометрия. При первом прослеживается динамика отдельных публикаций самого автора и тех публикаций, на которые ссылаются или которые цитирует исследуемый нами учёный. Ключевые слова в публикациях, их количественный анализ также были учтены. Второй подход предполагает выявление связей между объектами исследования, их корреляцию и классификацию. Этот подход, однако, лишь отчасти отражён в настоящей работе. Полное выявление связей между объектами исследования, их корреляция и классификация могли бы стать предметом последующих исследований. Изучая статистику библиографического материала, мы попытаемся сделать выводы не столько

о значимости исследуемого, сколько о продуктивности учёного, научной эффективности его публикаций, о его научном потенциале.

3. ПОДСЧЁТ ЧИСЛА ПУБЛИКАЦИЙ

При подсчёте числа публикаций нами принимались во внимание такие, которые отражают весь широкий аспект научных интересов учёного. Здесь можно выделить пять основных направлений научных интересов учёного:

- a) распределение усилий в стержневых конструкциях с учётом их упругопластического состояния,
 - б) прочность железобетона и сцепление бетона и арматуры, зона передачи усилия предварительного напряжения железобетонного элемента, моделирование поведения арматуры обычных и преднапряжённых железобетонных конструкций, бетонные и железобетонные элементы при раскрытии трещин, трещиностойкость и жёсткость железобетонных несущих конструкций, поведение железобетонных конструкций при специфическом воздействии (динамические, циклические, повторяющиеся и многопараметренные нагрузки), теория и проектирование обычных и преднапряженных железобетонных конструкций,
 - в) исследование распределения усилий в элементах мостов различных конструкций с применение теории матриц, железобетонные и прочие мосты, надземные железобетонные конструкции,
 - г) отдельные вопросы технологии железобетонных конструкций (стыковка арматуры, скользящая опалубка, специальные виды бетона: лёгкие, с дисперсным армированием), экологически чистые конструкции.
- д-1) испытание конструкций, анализ состояния сооружений,
д-2) инженерная педагогика,
д-3) история железобетона и сопутствующие сведения.

Измеритель здесь может отражать и книги, и статьи, и отчёты или выступления на конференциях любого уровня.

Оказалось, что вопросам группы a) учёный посвятил тридцать две работы, вопросам группы б) – девяносто восемь, вопросам группы в) – пятьдесят одну, вопросам группы г) – десять. Далее, некоторые вопросы испытания конструкций отражены в двадцати двух, а вопросы инженерной педагогике – в двадцати трёх публикациях. Своими мыслями, представлениями и рекомендациями учёный поделился также по таким вопросам, которые следует отнести к истории железобетона или к истории исследования несущих конструкций вообще, к описанию жизненного пути учёных-коллег. Число таких публикаций достигло ста семи единиц. Итого: общее научное достояние по всем научным направлениям упомянутой тематики в июле текущего года составило триста двадцать семь работ. При этом было опубликовано шестнадцать таких работ, где затронуты вопросы нескольких направлений исследования, например группы б) и в).

Отдельное направление творческой деятельности учёного было подчинено стремлению к совершенствованию или созданию новой методики исследования, при изучении характера распределения внутренних усилий и деформаций в бетоне и железобетоне с внедрением таких методов в практику научных изысканий. В становлении профессора Tassi Géza (*тошши гейзо*) как учёного, это направление следует признать основным, его результаты отражены в самом главном труде среди всех остальных, оказавшихся доступными для изыскателей научного творчества юбиляра [3].

Все публикации – это результат шестидесятипятилетнего периода научного творчества учёного, начиная с 1950 года. Вышеупомянутые труды были написаны в своём подавляющем большинстве (более двухсот) на венгерском языке. Последнее, однако, не должно привести к выводу о том, что автор (и его соавторы) не желали познакомить заграничного читателя со своими изысканиями, выводами или рекомендациями по упомянутой выше тематике. Не следует забывать, что период появления этих работ не только не благоприятствовал появлению публикаций за рубежом, особенно на западе, а напротив – такие стремления либо намерения власти в те времена строго регламентировали, порой, саботировали такую инициативу. Ведь каждый руководитель отвечал за "идеологическую чистоту" публикаций. Нарушение официальной идеологии грозило неприятностями, а опубликованный труд где-то, в западном заграничном издании мог быть интерпретирован как «нарушение». Тем не менее, работы юбиляра всё-таки нашли своего читателя и за рубежом. На английском языке было опубликовано 89 работ, на немецком – 11, на русском – 7, на чешском – 3 и ещё шесть работ на иных языках.

4. СТАТИСТИЧЕСКИЙ МЕТОД

Применяя этот метод, принято в качестве наукометрических индикаторов оперировать не такими измерителями, как число публикаций, ссылок или отдельных слов, а такими, как число учёных, участвовавших в работе над той или иной тематикой, число журналов, публикаторов, издательств, где увидели свет опубликованные работы.

Выводя число учёных, участвовавших в работе над той или иной тематикой, в узком смысле следует учитывать, собственно, всех соавторов. В широком смысле речь должна идти об учёте всех тех учёных, работы которых способствовали появлению той или иной публикации и которые служили исходным материалом проведенных исследований или обоснованием, подтверждением полученных результатов. Оказалось, что измеритель в узком смысле характеризует число 122, а в широком смысле – 247.

Статьи, написанные в соавторстве – это результат исследовательской работы выполненной творческим (формальным/неформальным) коллективом, действовавшим в совместно выбранном научном направлении. Исследуемый учёный — Tassi Géza (*тошиши гейзо*) был членом ста двадцати двух таких коллективов. В семидесяти четырёх случаях творческий коллектив состоял из двух человек – творческий тандем. Это были такие исследования, когда парой в тандеме были: Balázs L. G (*болаж л. дьырдь*) сегодняшний председатель Венгерской секции *fib* - 25 случаев, Windisch Andor (*виндыш ондор*) 14 случаев, Ódor Péter (*оудор пейтэр*) - 12 случаев, Magyarai Béla (*мадэри бейло*) и Rózsa Pál (*роужо пал*) – по 11 случаев, Iványi Miklós (*ивани миклоуш*) – 10 случаев. Наряду с этим Tassi Géza (*тошиши гейзо*) вместе с перечисленными учёными участвовал и в других несколько расширенных творческих коллективах. В составе остальных - вместе с Tassi Géza (*тошиши гейзо*) проводили совместные исследования коллеги: Juhász Bertalan (*юхас бэртолан*), Királyföldi Lajosné (*кирайфьлды лойошней*), Klatsmányi Tibor (*клайтмани тыбор*), Sebők Ferenc (*изьбук фэрэңц*), Walter Géza (*волтэр гейзо*). В этом последнем перечне приведены фамилии лишь тех учёных, которые участвовали в совместных исследованиях не менее пяти раз. Автор этих строк также участвовал в таких коллективах в восьми случаях.

Измеритель 247 означает число членов т.н. незримых коллективов. Установить количество этих коллективов едва ли возможно. Дело в том, что эти группы исследователей, называемые незримыми коллективами, работают одновременно над одним и тем же кругом проблем не только в различных организациях, но и в разных

странах. Они связаны как неформальными информационными каналами - переписка, например, либо личные контакты – так и традиционными средствами информации. В результате рождается форма «коллективного разума» для преодоления тех трудностей, которые всегда сопутствующих научному поиску. Достоверно можно, однако, установить, что членами «международных коллективов» были 97 исследователей иностранных государств. Как видим научные успехи профессора Tassi Géza (*тошиши гейзо*), представленные в опубликованных им материалах стали возможными, помимо усилий самого учёного, и благодаря изысканиям обширной группы исследователей незримых коллективов (более 247 лиц), включая сюда и 97 зарубежных учёных.

Такие измерители, как число журналов, публикаторов, издательств, где увидели свет опубликованные работы, отражают следующую картину. В сборниках материалов научных конференций и съездов государственного и международного уровня помещено 98 работ, в книгах государственных издательств – 10, в журналах – 92. Кроме перечисленного увидели свет учебные пособия, конспекты лекций, наставления. Эти публикации предназначались для студентов, которые стремились получить инженерное образование по одной из строительных специальностей в высших учебных заведениях Венгрии. Всего было опубликовано 24 книги такого назначения.

Книги с работами Tassi Géza (*тошиши гейзо*) выпустили такие издательства: *Műszaki Könyvkiadó* (*мивсоки кьньвкюдоду*) – Издательство технической литературы, *Tankönyvkiadó* (*тонкьньвкюдоду*) – Издательство учебной литературы, *Felsőoktatási Jegyzetellátó* (*фэлъшьюктоташ и едьэтэллатоу*) – Издатель конспектов для высшей школы, *BME Sokszorosító* (*бийэмэ шоксорошитоу*)- Ротопринт Будапештского Технического университета.

Перечень научных изданий и журналов, в которых публиковал свои работы юбиляр насчитывает 30 единиц. Наибольшее число работ было опубликовано на страницах журналов:

A BME Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei – 14,
Concrete Structures (fib) – 15,
Mélyépítéstudományi Szemle - 15.

От двух до семи публикаций можно прочитать на страницах:

Acta Mechanica (Wien) - 2
ÉKME Tudományos Közleményei - 4
Építés- és Közlekedéstudományi Közlemények - 2
Inženýrské Stavby - 2
Magyar Építőipar - 6
Periodica Polytechnica - 6
Vasbetonépítés – 7.

Число журналов либо изданий, где однажды была помещена одна из работ профессора Tassi Géza (*тошиши гейзо*) равно двадцати. Вот их перечень:

Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae, A Szilárdságtan és Tartószerkezeti, Tanszék Tevékenysége, Beton és Vasbeton, Beton- und Stahlbetonbau, Acta Polytechnica - Práce ČVUT Series 1. Civil Engineering (Praha), Építés-Építészettudomány, Építési Kutatás-Fejlesztés, Extracts from the Scientific Works of the Chair, Journal of Structural Mechanics - Rakenteiden Mekanikka, Közleti és Mélyépítési Szemle, Matematikai Lapok, Mérés és Automatika, Műszaki Tudomány, Pollack Periodica, Szabadalmi Közöny, Tudományos Közlemények, Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden. Перечень дополняют русскоязычные: ***Вопросы современного строительства, Труды Математического института академии Наук Венгрии.***

В течение всего периода научной деятельности юбиляра – это 65 лет - в среднем ежегодно появлялось пять его публикаций. Первая публикация увидела свет в 1950 году, затем следовали три «нулевые» года - ни одной публикации. Наиболее продуктивным оказался 2007 – 15 публикаций, затем годы 1986 и 2004-2006: было опубликовано по 13 работ в каждом. Из всего периода научной деятельности юбиляра можно назвать 24 и таких года, в каждом из которых количество публикаций будет в пределах 5-10 единиц. На Рис. 1 представлены диаграммы, отражающие динамику появления печатных работ для каждого из выбранных направлений. Не следует, однако, путать интенсивность появления публикаций с интенсивностью научных исследований, которые проводил Т. Г. в течение всей своей жизни, невзирая на возраст.

5. МЕТОД «ЦИТАТ-ИНДЕКС»

Наукометрический метод «цитат-индекс» базируется на обязательности ссылок на использованную литературу в научных публикациях. В его основе лежит наукометрический индикатор «число цитат или ссылок». В семидесятых годах прошлого века были предприняты первые попытки создания русскоязычного указателя научного цитирования, однако дальше подготовительных работ в разрезе отдельных тематических блоков дело не пошло.

Цитирование работ или ссылки на публикации Т. Г. составляли ранее и составляют до сих пор определённую долю в работах исследователей разных стран. В несравненно большем предполагаемом числе случаев, однако, ни цитирование, ни ссылки никак и нигде не учитывались. Поэтому установить сегодня рейтинг учёного или научных коллективов, членом которых довелось быть Т. Г., сегодня следует признать невыполнимой задачей. Появилась недавно некая надежда, предполагающая возможность установить рейтинг в будущем [4]. Этот вопрос, впрочем, может стать темой отдельного исследования.



Рис. 1. Диаграммы, отражающие динамику появления печатных работ Tassi Géza (*тошши ге́йзо*) в целом и для каждого из выбранных направлений (см. выше раздел 3).

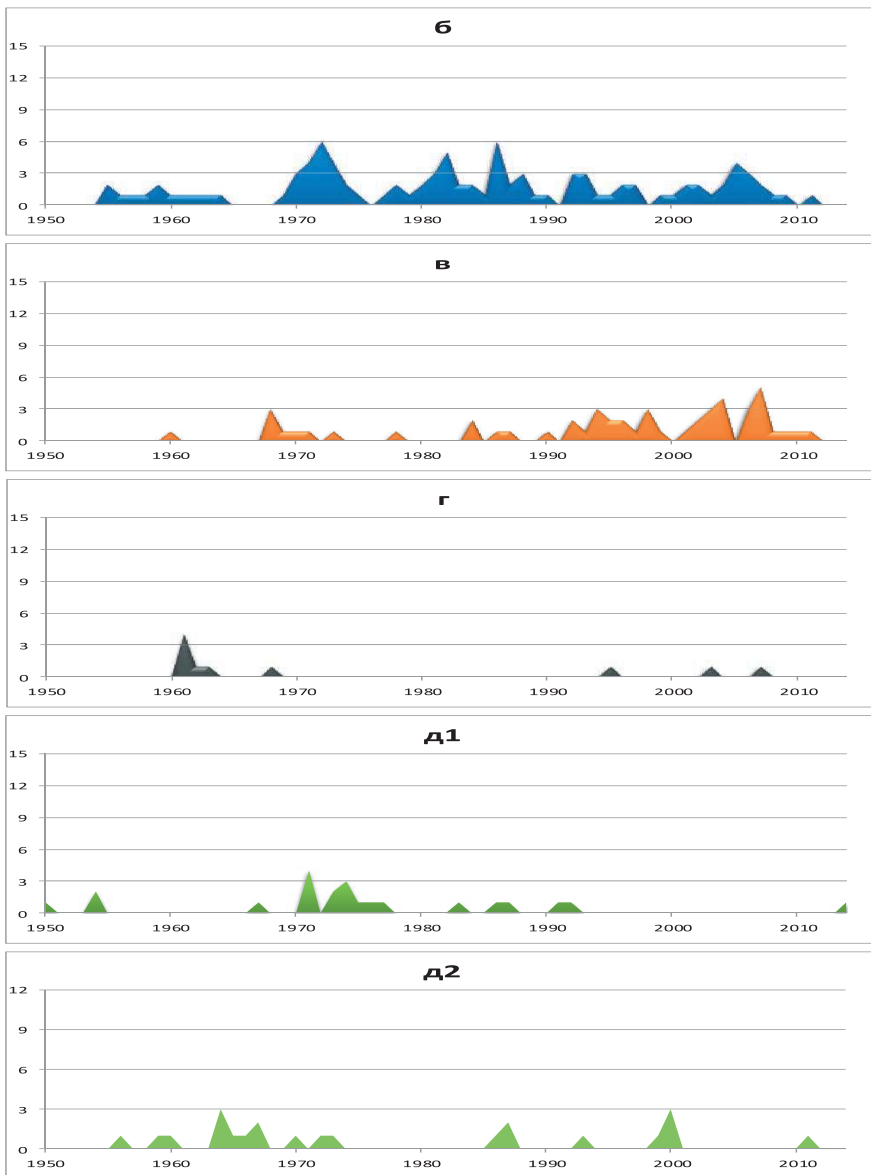


Рис. 1. (продолжение) Диаграммы, отражающие динамику появления печатных работ Tassi Géza (тошиси гэйзо) в целом и для каждого из выбранных направлений (см. выше раздел 3).

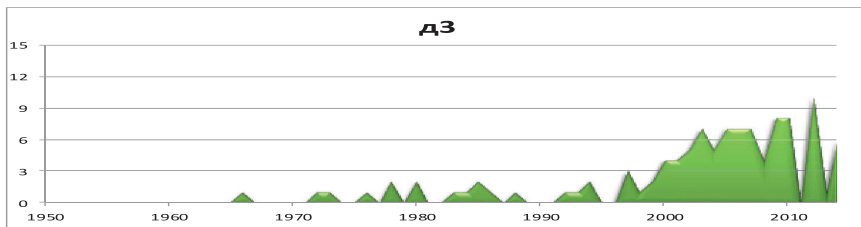


Рис. 1. (продолжение) Диаграммы, отражающие динамику появления печатных работ Tassi Géza (*тоиши гејзо*) в целом и для каждого из выбранных направлений (см. выше раздел 3).

Количество работ, на которые ссылается или которые цитирует учёный в своём главном труде, характеризуют такие показатели. Общее число работ, из которых Т. Г. позаимствовал исходный материал для проведения своих исследований, или которые стали обоснованием, подтверждением полученных результатов составляет 140 единиц. В языковом отношении – без учёта работ, написанных на венгерском языке - этот огромный поток информативного материала выглядит так (единицы): англоязычных - 50, на русском – 16, на немецком – 15, на французском – 7 и по одной работе на болгарском, польском, румынском, чешском.

Кроме того в своём главном труде учёный приводит в качестве ссылок и библиографические данные восемнадцать своих уже ранее опубликованных работ. Далее, в этом труде можно выделить группу наиболее цитируемых (не менее трёх ссылок) учёных: Bölcseki Elemér (*былчкэи элэмйр*), Christodoulides (*христодоулыдэс*), Guyon Yves (*гиён ив*), Kármán Tódor (*карман тоудор*), Palotás László (*полоташи ласлоу*), Yettram (*еттрам*), Zielinski Jerzy L. (*зельинськи ержи л.*), Windisch Andor (*виндыши ондор*).

Самая «ранняя» работа, на которую ссылается учёный, датирована 1908 годом. Поиск необходимой информации для проведения научных изысканий продолжался непрерывно в течение всего периода работы учёного над главным направлением исследований с максимальным учётом возможностей в былые времена. Динамика этого процесса – появление новых исследований, их оценка и использование – приведена на рис. 2.

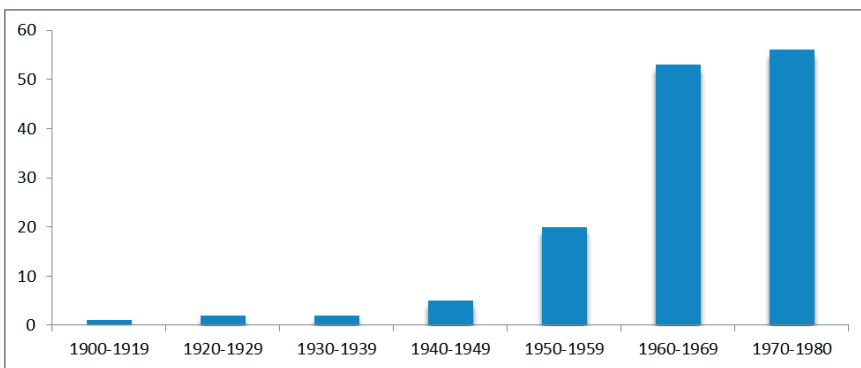


Рис. 2. Динамика появление новых исследований, их оценка и использование учёным. Ось абсцисс – годы прошлого века, ось ординат – количество единиц цитируемых исследований.

6. ВЫВОДЫ

Изложенное в настоящей статье призвано продемонстрировать некоторые возможности анализа научного достояния учёного, а также то, что это достояние можно и нужно измерять современными методами науковедения. Такой анализ обязательно приведёт к повышению эффективности научно-исследовательских работ, которые в будущем будут проводить учёные в разных странах мира.

Совокупность наукометрических индикаторов демонстрирует картину развития научных изысканий и направлений учёного, их актуальность и возможности. Анализ – отчасти – позволяет проследить и реализацию научных идей профессора Tassi Géza (*тошши ге́йзо*). До сих пор изученные им проблемы актуальны, а полученные результаты могут служить и сегодня основанием для дальнейших исследований.

7. ИСТОЧНИКИ

1. Налимов В.В. Что есть истина? in: Химия и жизнь, 1978, №1, p. 43-49.
2. Маршакова-Шайкевич И.В. Роль библиометрии в оценке исследовательской активности науки, in: http://ubs.mtas.ru/bitrix/components/bitrix/forum.interface/show_file.php?fid=7693.
3. Tassi G.: Feszített vasbeton tartók feszültségi-alakváltozási állapotai. Akadémiai doktori értekezés. MTA, Budapest, 1975.
4. Индекс цитирования по-русски. Доктор Юджин Гарфилд одобрил отечественный Science Citation Index in: <http://www.nkj.ru/news/6301/>.

AZ „ÖRÖKZÖLD” VASBETON – ÉLETEM

Tassi Géza

The „evergreen” reinforced concrete – my life

SUMMARY

The paper describes the activity of the author over 65 years. The main chapters are: Preface, 1. Prestressed concrete, 2. Treatise of load bearing structures by means of methods of linear algebra, 3. Some questions of theory of reinforced concrete, 4. Calculation of reinforced and prestressed concrete structures by analogy based model, 5. The friction between steel and concrete, 6. Pathology of reinforced concrete, 7. Other research works, 8. Environmentally compatible structures, 9. Engineering pedagogy, 10. Concrete history and links, Epilogue

ELŐSZÓ

Az elmúlt évtizedek hatalmas fejlődést hoztak a vasbeton anyagaiban, elméletében, tervezésében, technológiájában.

Moniertől Freyssinetig nagy utat tett meg a vasbeton. Jelentős magyar sikerei is voltak. A feszítés megjelenése valóban szakmai forradalmat jelentett. Mindemellett a XX. század közepéig a téma publikációs jegyzékét néhány oldalon össze lehetett állítani. A szakterület azóta hatalmas fejlődést ért el.

A vasbeton jövőjét nehéz lenne megjósolni. Az eddigi eredmények, alkotások, kihívások azt mutatják, hogy az igények és a problémák kifogyhatatlanok. Hosszú idő után is lesz még helye az alkalmazásnak és a kutatásnak, fejlesztésnek. Emberi mértékkel mérve mondhatjuk, hogy a vasbeton a műszaki tudomány és a technika „örökzöld” témája, távoli időkre vet még fel kérdéseket.

Napjainkban a vasbeton és a feszített vasbeton irodalma nagy könyvtárakat tölthet meg. Úgy érzem, 65 év alatt a szakterület fejlesztéséhez, oktatással, kutatással, mérnöki munkával, népszerűsítéssel, a hazai eredmények ismertetésével sikerült egy porszemnyit hozzájárulnom.

E kötet kezdeményezői megkértek, hogy írjam meg visszaemlékezéseimet munkáimról. E felkérésért és e kötet fáradságos és gondos létrehozásáért ezúton is köszönetet mondok.

Együttal el kell mondanom, hogy 65 éven át végzett tevékenységem nagyon szerteágazó volt. Úgy is mondhatom, hogy mindig azt tettem, amit a főnököm, vagy a felettem álló magasabb szerv elvárt, netán utasított. Ezen belül szerencsém volt, hiszen időmnek a hazai átlagnál jóval nagyobb részét mérnöki felkészültséget igénylő műszaki feladatok megoldásával tölthettem. Nem panaszkodhattam.

*„Hiszen az útfélen itt-ott
Egy kis virág nekem nyitott:
Azt leszedve,
Mégvolt szívem minden kedve.”*

(Arany János: „Epilógus”)

Kérem azokat a kedves személyeket, akik megtisztelő módon érdeklődéssel olvassák ezt az írást, vagy akár csak részét, legyenek tekintettel arra, hogy mindezt néhány héttel 90 éves korom elérése előtt, megtört egészségben, majdnem vakon, és sok mindenkiben csak emlékezetemre, vagy korábban készített feljegyzéseimre támaszkodhatom. E helyzetemből fakadt, hogy nem összpontosíthattam még bevethető erőmet egyetlen nagy és új résztemára. Volt olyan szűkebb szakterület, amelynek művelését megkíséreltem, de különféle okokból hamar beletörött a bicskám.

A következőkben megpróbálok néhány kutatási munkát vázlatosan bemutatni. Csupán leírásra gondolok, ábrák, formulák teljes mellőzésével. Publikációim, előadásaim, említésre érdemesnek tartott gyakorlati munkáim felsorolását a mellékelt honlap tartalmazza.

„Csak ülök és mesélek” (Vitray Tamás).

Nem ígérem, hogy a leírásokat szisztematikus rendbe foglalom. A szövegben nem említem általában a munkatársak nevét sem. Ezek a honlapban a listán szereplő közleményeknél megtalálhatók. Mérnöki munkáim felsorolása előtt található a munkákban közreműködő kollegák névsora.

Itt egyetlen kivételt kell tennem. Rózsa Pál (1925-2011) barátomhoz évtizedeken át fordulhattam tanácsért, segítségért. Társszerzőként konkrét munkájával járult hozzá a tartó szerkezeti feladatok megoldásához.

1. A FESZÍTETT VASBETON

1.1. Előzmények

Tudományos vezetőm, Mihailich Győző akadémikus a II. sz. Hídépítéstani Tanszéken való megjelenésem után rövid időre fogadott. Az én szándékom az volt, hogy témaválasztás céljából beszéljünk a vasbetonépítés időszerű kérdéseiről. Ő az elmélet friss irányairól nem kívánt szólni. Kezembe adta viszont 1947-ben megjelent rövid írását. Ebben hazánkban az elsők között ismertette a feszítés lényegét. Megragadott a téma újdonságának ereje.

Bevettem magam az egyetem központi könyvtárába. A nemzetközi szakirodalomban még csak nagyon kevés közlemény szólt a feszítésről. A néhány sikeres alkalmazás bemutatása azonban azt az érzést keltette, hogy a feszített vasbeton jövője igen biztató. Áttanulmányoztam – gyenge francia tudásommal - Guyon könyvét, könnyen a Civil Engineering folyóiratban talált egypár cikket Abeles tollából, Mörsch, Hoyer munkáit, Leonhardt, Ritter és Lardy könyvét. Úgy láttam, az orosz nyelvvizsgára való felkészülés legkedvezőbb módja annak összekötése a szakmai érdeklődéssel. Ezért elolvastam V. V. Mihajlov és K. V. Mihajlov több, feszítéssel foglalkozó tanulmányát.

Eldöntöttem, hogy a feszített vasbetonnal kötök ki. Elhatározásom hatással volt hosszú időn át végzett további munkámra. Ez azonban már a kezdetekben is széles területnek mutatkozott. Így azonban még nem volt konkrét kutatási feladat.

1.2. Az első kutatási téma

Az általános témát vezetőm támogatta. Kellott még választani egy résztemát. Úgy gondoltam, hogy a feszített vasbeton olyan kérdésével kell foglalkoznom, amely elméleti és laboratóriumi kísérleti úton eredményre vezethet, és a gyakorlatban is van jelentősége. Egyébként is világos volt, hogy a feszítésnek szinte nincs olyan kérdése, amelynek ne lenne technológiai vonatkozása.

Kijelölték számomra a kandidátusi vizsgák szaktárgyait is: Tartók statikája, betontechnológia, vasbetonelmélet, feszített beton, elméleti rugalmasságtan. (A feszítést – mint vezetőm elmondta – ő javasolta a bizottságnak. Ezen kívül orosz nyelv és társadalomtudományi tárgyak.

1.2.1. A feszítőerő lehorgonyzódása előfeszített vasbeton tartóban

A beton és a betonacél kapcsolata a vasbetonelmélet és a technológia „örökzöld” problémája. A nem feszített vasbeton betéteinek kapcsolata a betonhoz (köznyelvi szóhasználatban – *pars pro toto* – a tapadás) a vasbeton szakembereit régen foglalkoztatta. Tanulmányoztam Mörsch, Emperger, Mihailich Győző és mások munkáit. Elolvastam Kuuskoski, Frajfeld és mások monográfiáit. Nyomdokaimban meghatározom az erőátadás fázisait: a tulajdonképpeni tapadás, a súrlódás és a mechanikai hatás. Ezeknek jelentősége volt a feszítőacél lehorgonyzódásának elméleti tárgyalásában.

1.2.1.1. A lehorgonyzódás jelenségének elmélete

A szakirodalomban kevés forrást találtam, Bichara, Bennett, Janney, Dmitrijev, Ratc és Holmjanszkij, Szmodits Kázmér cikkeit, de már Hoyer és Guyon korábban olvasott munkáiban is szerepelt a lehorgonyzódás kérdése.

Elméleti vizsgálataim kezdetén foglalkoztam azzal a kérdéssel, hogy a betonnak feszítőerő ráengedésekor bekövetkező rugalmas alakváltozása miatti feszítőerő-csökkenés veszteség-e. Erről napjainkig – egyes szabványok szintjén is – vita folyik. Szerintem, ha a feszítőerőt úgy definiáljuk, hogy az a beton alakváltozás-mentes állapotában az acélban ható erő, akkor a válasz „nem”. Ehhez tartottam magam az elméleti úton felírt összefüggések során.

Az áttanulmányozott anyagok mind úgy határozták meg a lehorgonyzási hosszat, hogy az a tartóvégtől való az a távolság, amelyen a kifejtett feszítőerő igen nagy része (kb. 95%-a) már átadódott.

Az erőátadás ismeretének fontossága gyakorlati problémákban nyilvánul meg. Ha a hossz nagyobb a kellenél, előfordul, hogy nincs meg a szükséges feszítőerő ott, ahol arra repedezettség szempontjából szükség van (pl. vasúti aljaknál), ill. gerendáknál, amelyeknél a túl rövid lehorgonyzási hossz következtében a tartóvég a nyírás hatására felreped (erre volt példa a kezdeti hazai gyakorlatban).

Eleve nyilvánvaló volt, hogy a feszítőerő átadásának alapkérdését a beton és a feszítőacél közötti kapcsolatban kell keresni. Szükségesnek mutatkozott azonban először az általános statikai-szilárdságtani összefüggések felírása. A korábbi feltevések is abból indultak ki, hogy van összefüggés a fajlagos kapcsolati erő és a beton és a feszítőacél relatív elmozdulása között.

Az alapösszefüggések hiányos másodrendű differenciálegyenletre vezetnek. Ebből kiindulva a jelenségre vonatkozó összes jellemző adat (a relatív elmozdulás a tartó hossza mentén, a feszítőacél behúzódnása a tartó végén, stb.) meghatározható. A megoldáshoz még egy összefüggés szükséges az ismeretlenek között. Ezt a korábbi elméletek többféle módon vették fel: a matematikai rugalmasságtan alapján, empirikus formában, a radiális nyomásból adódó súrlódásból, a kapcsolati erő és relatív elmozdulás közötti konkrét összefüggés alapján.

A matematikai rugalmasságtan összefüggéseivel számított belső erők nagymértékben eltérnek a tapasztalattól. Egy később publikált tanulmányban kimutattam, hogy a radiális nyomás által előidézett súrlódás jelensége valamint a kapcsolati erő és a relatív elmozdulás közötti összefüggésen alapuló elv között nincs ellentmondás.

Az általános kapcsolati függvény alapján álló elmélet útján az erőátadódásra jellemző mennyiségeket felírtam. Lehorgonyzási hosszának azt a véges tartószakaszt neveztem, amelynek a betétben ható erő a tartó végétől kiindulva eléri maximális értékét, amely e szakaszon túl állandó, és – a veszteségektől eltekintve – csak a beton rugalmas összenyomódása miatt kisebb az eredeti feszítőerőnél. Az ezzel kapcsolatos felfogásom eltért a korábbi – sőt azóta is követett más – elvektől.

Az általános kapcsolati függvény alapján nyert összefüggések nyomán bebizonyítottam, hogy véges lehorgonyzási hosszra csak olyan kapcsolati függvény vezethet, amely eleget tesz annak, hogy az origóban az első derivált végtelen, azaz a függvénygörbe érintője az ordinátatengelybe esik. Vizsgálataim azt mutatták, hogy a tapasztalati kapcsolati összefüggések e követelménynek eleget tesznek. A kritériumnak megfelelő hatványfüggvénnyel és merev-rugalmas-képlékeny jellegű, lineáris szakaszokból álló függvénnyel a feltétel kielégíthető. Utóbbi függvény különleges szemléletességgel írja le a jelenséget.

Egyszerű eljárást dolgoztam ki a ráengedett feszítőerő függvényében tartó végén mért relatív elmozdulás felhasználásával. A levezetett összefüggések segítségével – mind a hatványfüggvény, mind a lineáris szakaszokból álló függvény esetére – felírtam azokat az összefüggéseket, amelyek segítségével a tartó végén fellépő relatív elmozdulás (behúzódás) és a ráengedett feszítőerő közötti összefüggés alapján az összes jellemző, - így a lehorgonyzási hossz is – meghatározható. A paraméterek egyszerű meghatározására nomogramokat készítettem.

1.2.1.2. Kísérleti kutatások a feszítőerő átadódásának vizsgálatára

Az elméleti úton végzett korábbi vizsgálatoknak voltak bizonytalanságai és ellentmondásai. Ezért elméleti kutatásaimmal egyidőben kísérleti vizsgálatokba kezdtem. Egyértelmű volt, hogy szerepe van a bebetonozott acél és a betonkeresztmetszet relatív elmozdulása és a helyi fajlagos kapcsolati erő közötti összefüggésnek. Mindenek előtt kihúzó kísérleteket végeztem hagyományos betonacélokkal valamint feszítőacélokkal. Ezek nem voltak bonyolult vizsgálatok. Egyszerű mérések során képet kaptam az erőátadás már említett fázisairól, a jellemzők nagyságrendjéről, de az is kitűnt, hogy a tapadóbetétes előfeszített tartókban lejátszódó erőátadódás jelensége bonyolultabb, s arra kihúzó kísérletekből következtetni csak közelítő elképzelésekkel lehet. Világossá vált, hogy a kérdésre megbízható választ a feszítőacélnak az erőátadódás során a tartó hossza mentén mért fajlagos alakváltozások révén kapunk.

Korábban mértek alakváltozást a beton felületén, valamint ablak segítségével elmozdulást a feszítőacélon. Ezek nem voltak közvetlen és zavartalan mérések, ugyancsak azok, amelyeknél a mérőeszközöket a bebetonozás előtt az acélfelületre helyezték. Az a gondolatom támadt, hogy a mérőellenállásokat az elektromos nyúlásmérés céljára a feszítőacél belsejébe kell helyezni. A tervezett eljárás korlátja az acél átmérője volt. 12 mm-nél vékonyabb nagyszilárdságú acélrúdnál nem tudtuk megoldani, amit alkalmaztunk: A köracélt végeinél a megfogás érdekében visszaduzzasztottuk, hossza mentén felére martuk, a sík felület hossza mentén hornyot gyalultunk. Mindehhez, valamint a feszítő-berendezés létrehozásához szükség volt a laboratórium kiváló szakmunkásainak közreműködésére. A módszerrel elértem, hogy a beton és a feszítőacél közötti kapcsolat az elem hossza mentén zavartalan legyen.

Négy kísérleti elem készült. A hornyot talpára sűrűn nyúlásmérő ellenállásokat helyeztem el, mindvégig kellő szigeteléssel, megfelelő huzalozással mérőhídba kötöttem be. A mérőellenállásokat a feszítés és bebetonozás előtt húzógépen több fokozatban hitelesítettem.

Mechanikus műszerekkel mértem a deformációt a betonfelületen valamint a tartó végén a feszítőelem és a betonfelület közötti relatív elmozdulást, mindezt a feszítőerő ráengedése számos fokozatában.

A mérési eredmények jó egyezést mutattak az elméleti úton nyert eredményekkel. Ebben szerepe volt annak, hogy az elméleti úton kapott összefüggésekbe mérésrel meghatározott jellemzőket helyettesítettem be (pl. a beton rugalmassági modulusát), és az acél deformációjának meghatározására szolgáló mérőellenállásokat kalibráltam.

A véges lehorgonyzási hossz létezésének igazolására szolgált egy kiegészítő méréssorozat is. A számítással kimutatott lehorgonyzási hosszon túli szakaszon a betont fokozatosan és gondosan eltávolítottuk. Amíg ez a művelet nem ért a lehorgonyzódási tartományba, a kellő érzékenységu nyúlásmérő műszerek nem mutattak változást.

1.3. A lehorgonyzódási kutatások összefoglalása

Szisztematikus rendben matematikai formába öntöttem az előfeszített vasbeton tartóban a feszítőerő ráengedésekor fellépő erőket és mozgásokat.

1.4. Alkalmazások

Az ÉTI-vel együttműködve készült olyan műszer, amely a feszítőerő ráengedésének fokozataiban mérte a tartó végén fellépő relatív elmozdulást. A kapott görbékből a teljes jelenségre lehetett következtetni. Az ÉTI-nek a BVM gyártmányainak ellenőrzésekor csak a teljes behúzóadás mérésére volt lehetőség, mivel a feszítőerőt nem fokozatosan adták át a betonra. Ezek a mérések is hasznos eredményeket nyújtottak. Bodó László terjesztette ki a méréseket pászmákkal feszített elemekre.

1.5. További kutatások

1.5.1. A lehorgonyzódás időbeli változása

Már a BME új Építőipari Laboratóriumában folytak kísérleteink, amelyek a feszítőerő átadódásának időbeli változásának meghatározását szolgálták. Három sorozat kísérleti gerenda készült, egyenként egy $\varnothing 12$ mm-es héteres feszítőpásmával. Mértük a beton deformációját a gerenda hossza mentén és a feszítőacél behúzóadását a tartóvégen, mindezt az idő változásával.

Megállapítható volt, hogy a feszítőerő ráengedése után a lehorgonyzási hossz növekszik. Ennek mértéke jelentősen függ a beton szilárdsági jellemzőitől és a tartóvég vasalásától. A feszítőerő ráengedésének módja (fokozatos vagy hirtelen) kevésbé hat az időben való változásra. A módosulás lényegében 140~300 óra alatt lejátszódott a betonszilárdság más-más esetében. A vizsgált paraméterektől függően a lehorgonyzási hossz növekedése 106~126%-os volt.

1.5.2. A tapadóbetétes előfeszített tartó feszültségállapota a lehorgonyzási tartományban

Megjelent a CEB 181. sz. bulletinja a feszített vasbeton tartók lehorgonyzási tartományairól, amit Balázs L. Györggyel szerkesztettem, ill. írtam, több bel- és külföldi közreműködéssel. Egy fejezet az előfeszített tartókat tárgyalja. E szerkezeti elemekben a feszítőerő az acélról a lehorgonyzási hossz mentén adódik át, és idéz elő speciális helyi igénybevételeket. A keletkező feszültségek az angol szóhasználatban „bursting, spalling és splitting”. Leírtam az

acélról a betonra átadódó hatások fázisait, az acélfelület szerepét, a betonszilárdság, a zsugorodás és kúszás, az erőátadódás stb. hatását. A BME-n végzett kísérletek a felületen mért betonnyúlásokból a feszültségeloszlás alakulásáról adtak képet. Egyúttal a feszítőerő ráengedések a tartóvégen fellépő relatív elmozdulásából is kaptam képet a jelenségről. A számítással nyert feszültség-csoszlási adatokat, beleértve a finit módszerrel nyert eredményeket Windisch Andor mutatta be a kötetben.

1.5.3. Rövid lehorgonyzási hossz speciális ellenőrzése

Kézencfű, hogy a túl rövid lehorgonyzási hossz a tartóvég felrepedésével járhat. (Erre mutattak kezdeti gyakorlati tapasztalatok.) Van viszont olyan – hazánkban nagy tömegben gyártott – elem, amelyenél a rövid lehorgonyzási hossz rendkívüli követelmény. Ilyen az előfeszített vasbeton vasúti keresztalj. Az elvégzett vizsgálatok egy része igényes és költséges, de más célt is szolgáló kísérleti munkával össze tudtam kötni. A vasúti aljat kb. a várható legnagyobb nyomaték keresztmetszetben átfűrészeltük. Ennek során a tükörsima felületen 0,001 mm érzékenyséű műszerrel mérni lehetett a betonfelület és az acél közötti relatív elmozdulást, és ebből következtetni a lehorgonyzási hosszra.

1.5.4. A kutatás kiterjesztése pászmák alkalmazására

Balázs L. György és Bódi István részvételével kiterjesztettük a kutatást. A BME építőipari laboratóriumában négyszög keresztmetszetű kísérleti tartó készült. Egy, különösen elhelyezett $\varnothing 12,8$ mm, 100 mm^2 keresztmetszeti területű héteres Felten & Guillaume pászma fejtette ki a feszítőerőt 1200 MPa kezdeti feszítési feszültséggel. A lehorgonyzási tartományban a beton alakváltozásának vizsgálatát rétegbevonatos fotoelasztikus eljárás szolgálta. A feszítőerő ráengedése több lépcsőben zajlott le.

A számítási modell alapja a relatív elmozdulás és fajlagos kapcsolati erő közötti összefüggésből kiinduló differenciálegyenlet megoldása volt. A megoldásból adódott a feszítő acélban fellépő feszültség változása, és ebből az erőátadási hossz, továbbá integrálás útján a tartó végén fellépő relatív elmozdulás (behúzódás) értéke. Így a behúzódásból az erőátadási hossz számítható.

A számításban szereplő paraméterek anyagvizsgálatokból adódtak. Ez is hozzájárult a számítási és kísérleti adatok jó egyezéséhez.

A kutatási munkát elemgyári alkalmazás követte. Pázmákkal készült előfeszített vasbeton tartókon végzett behúzódás-mérésével jól lehetett következtetni az erőátadódásra, noha a gyárban a feszítőerők hirtelen engedték rá a betonelemre.

1.5.5. A feszítőacél és a beton közötti kapcsolat összetevői

Egy később publikált cikkben ismét tárgyaltam a feszítőacél lehorgonyzódására ható jellemzők elemeit. Kimutattam, hogy a Hoyer-effektus, azaz a feszítőhuzal harántirányú alakváltozása által keltett sűrűlódás hatása valamint a kapcsolati erő – relatív elmozdulás összefüggés között nincs ellentmondás.

A beton és az acél közötti kapcsolat, ezen belül a lehorgonyzódás kérdése - talán részben a fentiek nyomán – Magyarországon szinte iskolát indított. A témakörben tudományos értekezések láttak napvilágot, továbbá a fent említett CEB bulletin és a Balázs L. György által a témában Budapesten szervezett *fib* szimpózium.

2. TARTÓSZERKEZETI FELADATOK TÁRGYALÁSA A LINEÁRIS ALGEBRA MÓDSZEREIVEL

2.1. A kutatás háttere

Már az I. sz. Hídépítéstani Tanszéken, Korányi Imre professzor vezetésével végzett munkám – főként a Tartók statikája oktatása és kapcsolódó kutatások terén - több problémával találkoztam, amelyek megoldásához szükség volt a lineáris algebra módszereinek alkalmazására. Eleinte az Egervári Jenő professzortól tanultakra támaszkodva igyekeztem foglalkozni a rám bízott kérdésekkel. Már a II. sz. Hídépítéstani Tanszéken voltam, amikor rugalmas-képlékeny - húzásra rideg - anyagú szerkezetekkel kezdtem foglalkozni. Akkor volt, hogy fülembe csengtek Egervári Jenő szavai, amelyeket értékes dicséretnek éreztem a matematika szigorlaton adott feleletem után. Ezt kérdezte: „Ön szíve szerint matematikus lenne, vagy mérnök?” Zavaromban „vegyes” választ adtam. Erre emlékeztem azonban, amikor személyesen Egervári professzor tanácsát kértem. Kaptam tőle segítséget, pl. faltartók differencia-módszerrel végzett számításához. A legfőbb biztatást az adta, amikor, így szólt hozzám: „Maga jól ismeri az én tanítványomat, Rózsa Pált, tanácsolom, hogy forduljon hozzá a problémáival.” Ez impulzust adott a már meglevő együttműködésünk intenzívebb folytatásához, amit a következőkben leírtak bemutatnak.

2.2. Rugalmas-plasztikus állapotú, statikailag határozatlan rúdszerkezetek

2.2.1. A módszer alapjai

Tanulmányoztam A. A. Gvozgyev könyvét. Ötleteket nyújtott R. A. Frazer, W. J. Duncan és A. R. Collar korai munkája. Inspirált az a kutatás, amit Halász Ottó, Kaliszky Sándor és Kollár Lajos végzett. Képlékenységtani elvekről először Reuss Endrétől hallottam, aki Kazinczy Gábor üttörő munkájáról tartott ismertetést még hallgató koromban. Vasbeton szerkezeti elemek teherbírásának képlékenységtani elvek alapján végzett számításáról sok ismeretet szereztem Menyhárd István előadásaiból és a vele folytatott beszélgetésekből. A J. Sherman és W. Morrison által kidolgozott formulát nem eredeti forrásból, hanem Rózsa Pál közvetítése nyomán ismertem meg.

A kérdéshez közelebről kapcsolódó szakirodalmi anyagokban nem találkoztam olyan (nem lépésről lépésre haladó) eljárással, amely közvetlenül, lényegében egy lépésben nyújtja a törési állapotot, s a tartó rugalmas állapotától a folyási mechanizmus létrejöttéig kialakuló közbenső igénybevételi-alakváltozási állapotokat.

Az itt röviden leírt eljárás ismereteim szerint elsőként oldotta meg a fenti feladatot, ugyancsak nem tudok korábbi példát a mátrixszámítás alkalmazására e kérdéskörben. Azóta se ismertem meg más ilyen eredménnyel járó eljárást. Természetesen a korszerű numerikus, számítástechnikai módszerek felülírják a lineáris algebra egyes útjait, de a mátrixszámítás révén kidolgozott megoldás megítélésem szerint az informatikai műveleteket is segíti.

2.2.2. A számítási eljárás

Az eljárás statikailag határozatlan, rugalmas-képlékeny anyagú rúdszerkezetek törőterhével valamint tetszőleges közbenső teherparaméterhez tartozó igénybevételi-alakváltozási állapotok meghatározását szolgálja. A nyomaték és a fajlagos relatív elfordulás közötti összefüggés a lineárisan rugalmas, ill. plasztikus jellegűt követi. Feltevés, hogy a teher egyparaméteres, a kialakult képlékeny csuklók nem vándorolnak, és a rajtuk működő

nyomatékok nem csökkennek. A képlékeny csuklókon fellépő elfordulások terhelő mozgásként való számításba vételével a következőképpen járhatunk el.

A tartó erőmódszerrel való megoldásából kiindulva felírunk egy lineáris egyenletrendszert. Ez azt fejezi ki, hogy a képlékeny csuklókon a külső teher és a rajtuk fellépő terhelő elfordulások hatására éppen a határnyomaték hat, a többi helyen pedig a nyomaték kisebb. Törőteher esetén a folyási mechanizmusnak megfelelő helyeken mindenütt a határnyomaték lép fel, és az elfordulásokra ekkor felírható inhomogén lineáris egyenletrendszer együttható mátrixának rangja eggyel kisebb, mint a rendszáma. Automatikusan meghatározható a teher paraméterének az az értéke, amelyre az egyenletrendszer kompatibilis. Minthogy a folyási mechanizmust előre általában nem ismerjük, a plasztikus csuklók kialakulásának helyét és a törőteher paraméterét minimumfeladattal határozhatjuk meg.

Az elfordulásoknak a törőteher fellépte pillanatában adódó értékét az egyenletrendszer *egy* szabad paramétértől függő lineáris megoldásai szolgáltatják. Az lesz az utoljára kialakuló képlékeny csukló, amelyen az elfordulásnak, mint a szabad paraméter lineáris függvényének zérushelye extrémális.

A plasztikus csuklók kialakulási sorrendjét, a rajtuk fellépő elfordulásokat és a tartó nyomatéki ábráit ugyancsak szélsőérték-feladat szolgáltatja, és ehhez az egyenletrendszer együttható mátrixa bizonyos minormátrixainak invertálása szükséges. Az inverzek egy-egy diád ismételt leválasztásával számíthatók, így az eljárás áttekinthető.

2.3. Vasbeton rúdmodell rugalmas-képlékeny, ill. repedt állapotban

2.3.1 Vasbeton rúdmodell

Központosan húzott vasbeton rúd modelljét vizsgáljuk. A beton és vasbetét közötti kapcsolatot azonos közökben elhelyezkedő, adott mechanikai jellemzőkkel felruházott képzelt kapcsolat elemek. Először rideg kapcsolat esetét vizsgáljuk. Az elmozdulás-módszer tridiagonális együttható mátrixra vezet. Erőmódszer alkalmazása esetén egypárú együttható mátrix adódik, amely az előzőnek inverze. Ez az eset egyszerű, de érdekes és tanulságos.

Rugalmas kapcsolat esetén az együttható mátrix elmozdulás-módszer alkalmazásakor négy blokkból áll. A főátlóban tridiagonális mátrixok vannak, a mellékátlókban diagonális blokkok. A particionált inverz blokkjai egyszerűen számíthatók. Az inverz blokkok elemeit explicit formában fel lehet írni. Ahány repedés lép fel a betonban, annyiszor kell egy-egy diáddal módosítani a mátrixot. Így az általánosított Sherman-Morrison elv alkalmazható.

2.3.2. Nem feszített betéttel is ellátott feszített vasbeton rúd

A kapcsolat modellezése olyan, mint a 2.3.1. esetben. Az elmozdulás-módszerrel végzett megoldás harmadrendű tridiagonális blokkokból álló mátrixhoz vezet. Elemi úton, figyelembe véve, hogy a Toeplitz típusú mátrixokból alkotott mátrixok inverze sarokmódosítással nyerhető, a Sherman-Morrison elv alapján.

Ugyancsak a Sherman-Morrison elv révén vehetők figyelembe a beton repedései.

Érdemes megjegyezni, hogy a repedések figyelembe vételével végzett, itt leírt számítások segítséget nyújthatnak finit módszerek alkalmazása esetén a hálózat megválasztására. Kimutatható ugyanis, hogy megrepedt tartók vizsgálatánál a hálózat sűrítése nem mindig fokozza a számítás pontosságát.

2.3.3. Sajtolt csőhüvelyes betonacél toldó-elem számítása rugalmas-képlékeny állapotban

Az itt tárgyalt elem a valóságban diszkrét elrendezésű. Eltérés van a végső és közbenső kapcsolati helyek között. A számítást erőmódszerrel végezzük. A peremfeltételek miatt módosított egypárú mátrixhoz jutunk. Mind e módosítások, mind a képlékeny alakváltozások miatt Sherman-Morrison diádot kell beiktatni. A képlékeny alakváltozásokat terhelő mozgásként, diádot beiktatásával lehet figyelembe venni.

2.3.4. Kengyelekkel vasalt feszített vasbeton gerenda analitikus vizsgálata

A nyírásra megrepedt tartó számítása a vasbetonelmélet régi problémája. A feszítés mértéke hat a nyírási repedés hajlására, ezúton a hajlítási merevségre. Hajlított-nyírt vasbeton tartók Mörsch-féle rácsos tartó modellje lehetőséget nyújt az analitikus vizsgálatra. Ez lehetővé teszi a feszítés merevségre gyakorolt hatásának a meghatározását. A módszer alkalmas végtelen, diszkrét modell elemzésére. Úgy képzelhető el, hogy a modell rácsos tartó egy henger paralelle körére fekszik fel. A modell a nyomott betont reprezentáló felső övből, a hosszvasbetéteket leképező alsó övből, az oszloprudak szerepét betöltő kengyelekből és a repedések közötti ferde betonsávokat jelképező rácsrudakból áll. Periodikus peremfeltételeknek meghatározó szerepük van a tárgyalásban. E feltételnek lehetőséget nyújt a ciklikus blokkokból álló blokk mátrixok alkalmazására. A ciklikus mátrixok spektrál elemzése révén explicit megoldásokhoz jutunk, amelyek határozott integrálokra vezetnek, ha az elemek száma a végtelenhez tart.

A 45°os repedések a feszítőerő növekedésével laposodnak. A probléma végtelen számú ismeretlenes lineáris egyenletrendszerre vezet. A megoldás alap gondolata abban áll, hogy a feladatot visszavezetjük a periodikus peremfeltételű véges sok ismeretlenes esetre, amelynek megoldása explicit formában nyerhető. Megkapjuk a modell csomópontjaiban ható erőket, amelyek a feszítőerőtől függenek. Az elmozdulás módszerrel végzett számítás nyújtja a modell merevségét. Állandó nyomatékra terjed ki a vizsgálat, ami egy erőpárral reprezentálható. A rendszer egyéb terhek esetének a vizsgálatát is elérhetővé teszi. Elemézhető a különféle feszítési mértékek valamint a rácsos tartó elemei merevségének hatása.

2.4. Különböző tartószervezetek vizsgálata

2.4.1. V és Y lábú híd-felszerkezet erőjátéka

E számításban figyelmen kívül hagyjuk a kerethatást. A nyílásokról feltesszük, hogy páronként azonosan ismétlődnek. Erőmódszerrel felvett törzstartóval egyszerű tridiagonális, nem Toeplitz típusú együttható mátrixhoz jutunk. A periodicitás száma 2. Ez nyújtja a lehetőséget a periodicitás szerinti egyenletrendszer átrendezésére. Az egypárú mátrix alkalmas a négy blokkra való particionálásra. Ennek során az inverz is átrendeződik. Négy blokkból álló tridiagonális mátrixhoz jutunk. Minthogy a blokkok száma 4, mindegyik négy elemből áll. Ennek az egyszerű, négy Toeplitz típusú blokkból álló mátrixnak az inverze egypárú mátrixként adódik. Ennek transzformálásával tridiagonális mátrixot nyerünk.

2.4.2. Folytatólagos több támaszú tartó feszítésből adódó igénybevételei

Utófeszített folytatólagos több támaszú tartóban a feszítőerő mint külső erő hatására statikailag fölös belső erők lépnek fel. Ha a törzstartót a közbenső támaszok felett beiktatott csuklókkal vesszük fel, az ismeretlenek általában a gravitációs teherből származó

nyomatékokkal ellentétes előjelűek. A statikailag fölös mennyiségeket a tartó és a kábel elrendezése szerint számítjuk. Az analitikus megoldás előnyös pl. paraméteres elemzés esetén. Az erőmódszer alkalmazásával felírt egyenletrendszer együttható mátrixa és annak inverze ismeretében felírhatók hiperbolikus és trigonometrikus függvényekkel zárt formában a támaszok feletti nyomatékok a következő esetekre: Folytatólagos kábel, utólag kiinjektált kábel, teljes teher, nem injektált kábel, teljes teher, csak egy nyílásban ható teher, nyílásonként a támasztól támaszig vezetett kábelek esete, teljes teher, csak egy nyílás terhelése. A külső teherből a kábelekben ható erők is felírhatók zárt alakban. Külön megfontolással figyelembe vehető a sűrűlódás hatása is.

2.4.3. Speciális elrendezésű tartórács

Egyes előregyártott feszített vasbeton híderendák alkalmazhatósága céljából speciális elrendezést javasoltak, éspedig minden második tartó hídtengely-irányban való adott mértékű eltolását. A szerkezet tartórácsnak tekinthető. A csavarás hatását is követte a számítás. Az elmozdulás-módszer alkalmazásával felírt egyenletrendszer együttható mátrixa harmadrendű, n -edrendű blokkokból álló hipermátrix. A blokkok tridiagonális mátrixok; a harmadrendű hipermátrix inverze tridiagonális blokkokból áll. Ezek, a blokkok Kronecker szorzatokkal írhatók fel. Ez lehetővé teszi az inverz explicit formában való felírását.

2.4.4. Acél-vasbeton együttdolgozó híd-felszerkezet számítása

Az erőmódszer törzstartója a kapcsolóelemek feloldásával adódó szerkezet. Az együttható-mátrix egypárú. Az inverz speciális fogással állítható elő.

2.4.5. Ferdekábeles szerkezet számítása elmozdulás-módszerrel

Szabályos elrendezésű ferdekábeles vagy függesztett-feszített szerkezet erőjatekát először elmozdulás-módszerrel vizsgáljuk. Az együttható mátrix négy blokkból álló tridiagonális hipermátrix. A törzstartót a merevítő gerendának a kábelek bekötésénél való rögzítésével vesszük fel. A megoldáshoz rekurzióval jutunk.

2.4.6. Ferdekábeles szerkezet számítása erőmódszerrel

A törzstartót a merevítőtartóba a kábelbekötések helyén csuklók beiktatásával vesszük fel. Az együtthatómátrix penta-diagonális, az együttható mátrix másodrendű blokkokból álló m -edrendű mátrixra particionálható. Mivel ez a blokk tridiagonális mátrix, az inverz blokkjai ugyanúgy számíthatók, mint egyszerű, skalár elemekből álló tridiagonális mátrix. Szintén szükség van rekurziós eljárásra.

2.4.7. Szabadon szerelt utófeszített híd-felszerkezet számítása

Az erőmódszert alkalmazzuk. Felismerhető, hogy az együttható mátrix egy-egy diagonál mátrixszal módosított egypárú mátrix. Ennek az inverze rekurzióval számítható.

3. A VASBETONELMÉLET – VASBETONSZILÁRDSÁGTAN NÉHÁNY KÉRDÉSE

3.1 Méretezés határállapotokban

Feszített vasbeton tartók repedési, repedéskorlátozási, teherbírási határállapotainak egyik jelentős kiinduló alapja a beton feszültség-nyúlás diagramja. Általános esetre különféle

összefüggésekből lehet kiindulni. Felírtam egy olyan analitikus függvényt, amely mind a nyomott mind a húzott tartományban egységesen írja az összefüggést.

A kiindulási feltevések a következők: A sík keresztmetszetek síkok maradnak, a beton σ - ε diagramja a felírt analitikus függvény szerinti, adott az acél σ - ε diagramja, adott a kezdeti és veszteségek utáni feszítési feszültség, a teher nem ismétlődik, a beton a húzószilárdság elérésekor reped és a nyomó törőszilárdság értékénél megy tönkre, a tartó tapadóbetétes, a külső teher nem okoz belső axiális erőt.

3.2. Berepedt feszített vasbeton tartó feszültségeinek számítása

Különbéle általánosítható keresztmetszeti elrendezésekre kimutattam, hogy milyen kritériumok mellett fogadható el az a tervezésben rendszeresített gyakorlat, hogy a nem repedésmentességre tervezett tartó feszültségei számíthatók a repedések figyelmen kívül hagyásával. A közelítő kritérium, hogy a feszítésből adódó átlagos betonfeszültség érje el a számítási (megengedett, határ) értéket. Arra is készült megoldás, hogy miként lehet a repedések felléptét figyelembe venni.

3.3. Az előfeszített tartóban fellépő repedések tágasságára ható tényezők

Murasov valamint Branson nyomán számos eljárás, formula látott napvilágot a repedéstágasság számítására. Ezek lényegében a beton és az acél közötti, repedés menti kapcsolat eloszlásában tértek el egymástól.

A hazai gyakorlatban a Kármán Tamás által javasolt eljárás terjedt el. Ennek alapján végeztem széles körű parametrikus vizsgálatot. Vizsgálataim fő célja az volt, hogy nagyszámú konkrét adat álljon rendelkezésünkre a repedéstágasság értékére, azaz elemezni lehessen a különféle paraméterek szerepét. Ha a repedéstágasság explicit formában írható fel, meghatározható a repedéstágasság egy-egy paraméter szerinti parciális deriváltja, természetesen valamely másik paraméter függvényében.

Meg lehetne állapítani a szélső értékeket a függvény valamely tartományában növekvő vagy csökkenő voltát. Annak érdekében, hogy általános következtetéseket lehessen levonni, a repedéstágasság változását egy-egy paraméter változására a többi értékének rögzítése mellett ábrázolni kellene. Bármely számításba vehető ábrázolás két paraméter értékelésére alkalmas. Megvizsgáltam, hány grafikkal lehet a repedéstágasságra gyakorolt hatást megfigyelni. Hat paraméter esetén, ha mindegyikre négy értéket veszünk fel, majdnem $1,2 \times 10^6$ diagramra lenne szükség.

A számítások a feszítési feszültségre, a külpontosságra, a betonméretekre, a külső teherből származó nyomaték fajlagos értékeire terjedt ki. A repedéstágasság változását ábrázoló görbeseregek egy része a vizsgált tartományban egymást metsző görbék közül áll. Más részükre jellemző, hogy a görbesereget a vizsgált tartományban ugyan nem, egymást metsző görbék alkotják, de ezek a tartományban nem egyetlen monoton szakaszból állnak. Az ábrák egy csoportja monoton görbék közül álló görbesereg, de a paraméter és az abszcissa tengelyen ábrázolt független változó felcserélésével a görbe monoton volta megszűnik. A grafikonok a vizsgált esetekre képet adnak arról, amikor számottevő valamely paraméter hatása a repedéstágasságra. Közel általános megállapítás, hogy a külső teher okozta nyomaték függvényében a repedéstágasság másodfokú parabolával adható meg. Számos hazai előregyártott előfeszített gerenda és néhány kísérlet céljára a laboratóriumban készített elem vizsgálati eredménye reálisan illeszthető a görbeseregbe. (A görbesereg adatainak számításában Galaskó Gyula vett részt.)

3.4. Feszített vasbeton tartók alakváltozásának becslése

A kutatás célja a berepedt feszített tartó bonyolult alakváltozás-számítását pótló egyszerűbb eljárás kidolgozása. A módszer alátámasztását 35 gerendán végzett kísérletsorozat szolgálta. A betonkeresztmetszet és betonszilárdság mellett változó paraméterek voltak a következők: a nem feszített betétek mennyisége, a beton és a feszítőacél közötti kapcsolat, a feszítési feszültség, a feszítőacélok elrendezése (a külpontosság), a teherszintek, a tehermentesítések száma. (A számítás elvét Deák Györggyel dolgoztuk ki és publikáltuk.)

A lehajlás számításával való becslése abból a közelítő feltevésből indul ki, hogy a berepedt tartószakasz I. ill. II. feszültségállapotban kialakuló görbülete összegezhető, s egy jó közelítő merevséggel lehet számolni.

Az alakváltozásra felírt képletek a kísérletek tükrében kedvező eredményt mutattak, s megállapítható volt, hogy a „pontos” számítások nem követik a számítási munka arányában hívebben a kísérleti adatokat.

3.5. Előfeszített vasbeton gerendák teherbírása

Ez a kutatás egy nagy elemgyár adott sablonkészlete által létrehozható kéttámaszú gerendák tervezése céljából folyt. (Sebők Ferenc volt a témavezető.) A teherbírásra ható főbb tényezők köztudottan a következő csoportokba oszthatók: a) A tartó feszítávolsága, b) a keresztmetszet geometriai adatai, c) a feszítés jellemzők, d) az anyagjellemzők.

Tervezéskor arra törekszünk, hogy a szerkezet a szükséges teherbírást a legkisebb költség mellett nyújtsa. A teherbírás definíciója nagyjából világos, a költségminimum meghatározása azonban bizonytalan. Elegendő, ha az általános gazdasági megfontolások mellett az elemek szállítására, szerelésére, valamint a kapcsolódó szerkezetek költségében jelentkező hatásokra, valamint a környezeti szempontokra gondolunk.

Az optimálás elvégzése általában nehézkes. Az adott teher figyelembe vételével legtöbbször egy paraméter a nem feszített vasbetétek ill. a feszítőacélok, és megfeszítésük tervezésére van mód. A szóban forgó szerkezeti elemek gyári termékek, a legfontosabb paraméterek hatását mennyiségileg is érdemes megvizsgálni.

A különféle szabványok szerint azonos célra készülő szerkezeti elemek között általában nincs jelentős eltérés, azonban a követelményrendszerek tekintetében az előírások hatása sokszor számottevő. A következők a DIN vonatkozó előírásainak felelnek meg. A kapott összefüggések jellege általánosnak tekinthető.

A vizsgált tartók vagy állandó magasságúak, vagy oldalnézetben trapéz alakú, I keresztmetszetű gerendák. A másik jellegzetes elem a TT fődépanel. Adott gyári sablonméretekhez célszerű meghatározni az alkalmazható legnagyobb huzal (ill. pászma) számot és alkalmazható feszítőerőt. A meghatározandó adatok: a szélső szálfeszültségek különféle esetekben, a törőnyomaték és a főfeszültségek.

Az elkészített program a tartó a támaszköz mentén több keresztmetszetet vizsgált. Tudvalevő, hogy a feszítés segít az ún. egyen szilárdságú elem megtervezéséhez, de ez a gyakorlati esetek többségében nem érhető el.

A vizsgált tartóknál az alsó szélső szálban a használati teherből számított húzófeszültség határozta meg a DIN szerinti teherbírást. (Megjegyzendő, hogy a repedéskorlátozásra épülő számítás más kritériumokra vezet.) A feszítáv növekedésével a törőteher korlátozódik válik mértékadóvá. Itt nem részletezem, hogy a változó támaszköz függvényében ábrázolt, a

teherbírást meghatározó kritériumokat jellemző vonalak több esetben metszik egymást, azaz más-más lehet a fő jellemző adat.

Sorolni lehetne a geometriai adatok a felső öv szélessége és magassága, a gerincvastagság stb. hatását, amelyekről diagramok adnak képet. Hasonló a feszítőerő és külpontosságának szerepe. A beton szilárdsági jellemzői természetesen jelentős szerepet játszanak, beleértve a reológiai jellemzőket. A fő megállapítás az volt, hogy a DIN szerinti előírások alapján a legjellemzőbb adat a beton húzószilárdsága.

3.6 Feszített vasbeton tartók viselkedése változó jellegű igénybevételt okozó teher esetén

Magasépítési vasbeton tartók tervezését általában egyfajta igénybevételi rendszerre, egyparaméteres teherre végezzük. Ez azt jelenti, feltételezzük, hogy a teher növekedésével egy-egy keresztmetszetben azonos jellegű igénybevétel (hajlítás, nyírás, ritkán csavarás) dominál. Általában az ismételt teher is azonos elrendezésben hat. A lehajlás és repedéstágasság számításakor a hagyományos számítások azzal a tartóállapottal foglalkoznak, amely az első repedés felléptekor jött létre. A teherbírást ellenőrzése is egyparaméteres teherrel számol általában. Nyilvánvaló azonban, hogy a változó hasznos teherrel terhelt, repedéskorlátozásra méretezett tartóra nem feltétlenül az egyparaméteres eset jellemző.

A különféle szabványok azonban nem zárják ki annak a lehetőségét, hogy pl. egy keresztmetszetben a tartó úgy megy tönkre hajlításra, hogy ott korábban már nyírási repedés lépett fel és vizsgolt. Nem feszített vasbeton tartóknál vizsgáltuk már a nyírási teherbírást a hajlításra megrepedt tartóban. A vizsgálatokat ki kellett terjeszteni a durva adalék és a hosszvasbetét nyírási ellenállására.

A számítással végzett vizsgálat csak megfelelő, egyszerű modellel lehetséges. A Mörsch-féle nyírási modell esetére kiterjeszhető a feszítés hatása, amelynek fokozásával a húzó főfeszültségek közelednek a tartótengelyre merőleges irányhoz. Erről ebben a beszámolóban más helyen írok (2.3.4.).

Számítást végeztem az analógia alapján létrehozott modellel (4.3.). „Beépíttem” egy ferde repedést, modelleztem a feszítőerő hatását és a külső teher okozta nyomatókat. Az eredmények a repedés által okozott inkontinuitás megléte esetére fellépő feszültségek voltak. Mint jeleztem, a számítási eljárás munkaigényes és kétségtelenül nem vesz figyelembe sok hatást (pl. a képlékeny alakváltozásokét, a repedés terjedését).

A kísérleti vizsgálataim a következő kérdésekre kerestek választ: a) Milyen hatása van az elsődleges repedéseknek a tartó merevségére módosult teherelrendezés esetén *) a tartótengelyre merőleges repedések, vagy *) ferde repedések esetén, b) **hogyan viselkednek a meglévő repedések az ismételt teher esetén, ha ez az előzőtől eltér,** c) mi a hatása a már meglévő repedéseknek a tartó teherbírására. Mindezt a kérdést vizsgáltam a feszítés fokának függvényében.

A kísérleti tartók a következők voltak: A keresztmetszet I alakú, a lehorgonyzási szakaszok derékszögű négyszögűek. Az Ø7 mm feszítőhuzalok maximális száma alul 9, fölül 3. A tartómagasság 29 cm, a hossz 3350 mm Összesen 20 tartó készült. Ezek között volt négy etalon 2350 mm hosszúságban, amelyeket egyfajta, egyszerű ismételt teherrel terhelt – hajlítási ill. nyírási törést eredményezve. A többi 16 gerenda, 3350 mm hosszú tartó terhelése kétparaméteres volt. A beton kockaszilárdsága 40 MPa volt. A maximális szemmagyság 16 mm, a beton gyengén plasztikus konzisztenciájú. A feszítőacél húzószilárdsága 1450 MPa. A kengyelek Ø8 mm-es periodikus profilú betonacélok voltak. A feszítősajtó CCL típusú volt, a feszítőerő ellenőrzését Vogt-Proceq műszerrel végeztem. Egyidejűleg két tartó készült a

laboratóriumban. A teherelrendezések a következők voltak: Az etalonoknál két gerendánál a támaszköz 2100 mm, egy-egy koncentrált erő a harmadokban, a másik két etalonnál a támaszköz 1500 mm, és egy sajtó középen terhelte a tartót. Előbbiek a hajlítási, utóbbiak a nyírási viselkedést vizsgálták egyszeri azonos elrendezésű tehermentléssel.

A kétparaméteres vizsgálatok célját szolgáló kísérleteknél a teherelrendezés a hajlítási vizsgálatok esetén a támaszköz 3200 mm, a koncentrált terhek távolsága 600+2000+600 mm, a nyírási vizsgálathoz a támaszköz 1500 mm, a terhelő erők távolsága 750+750 mm. Mértem a tartóközép lehajlását. A terhet a primer elrendezésben kb. repesztő teher 130%-áig növeltük, ezután tehermentesítés következett. Az etalongerendáknál ugyanazzal a teherelrendezéssel a törésig növeltük a terhet. A kétparaméteres vizsgálatoknál a tehermentesítés után átrendeztük a teherelrendezést és a módosult elrendezésben törésig terheltük. Minden terhelési helyzet alkalmával felvettük a repedésképet, mértük az alakváltozási adatokat. A főbb megállapítások: A primer terheléskor meghatároztuk a repesztő terhet. A kísérleti törőterhet a szekunder teherből állapítottuk meg, amely a várt szerint vagy hajlítási vagy nyírási törés volt. A lehajlásokból meghatároztuk a görbületet. Meghatároztuk a különféle repedezettségi helyzethez tartozó merevségeket.

A repedésképekből kétségtelen az a megállapítás, hogyan hat egy már kialakult primer repedéskép a szekunder teher okozta repedésképre, ill. a primer a repedéstágasságokra. Érdekes volt, hogy egyes primer repedések tágassága a szekunder teher alatt csökkent. A fenomenológiai megállapítás a következő. Egy bizonyos feszítési fokig a repedések a szekunder teherre úgy növekednek, mint egy érintetlen tartón. A primer teher okozta repedések nagy része nem nyílik, a szekunder repedések metszik a primereket, nyírásra megrepedt tartónál hajlítás esetén kis mértékben növekedtek. Hajlításra megrepedt tartónál ezt már jobban meg lehetett figyelni. Az elsődlegesen nyírásra megrepedt tartón a repedés hajlása nem tért el lényegesen a másodlagosan nyírásra terheltétől.

A repedéstágasságok a másodlagos teher alatt általában nagyobbak az elsődlegesnél, de kisebbek, mint az ismételt primer teher alatt. A nyírási repedések, főként nagyobb fokú feszítésnél a szekunder fázisban, a gerincben lépnek fel akkor is, ha az előző fázisban már voltak σ -repedések, és az alsó öv felé húzódnak.

Kisebbszámú terhelésnél a ferde repedések a korábban megjelent σ -repedésekben gyökereznek. Csak a nagyobb nyomatékok esetén nyíltak meg, a nyírást előidéző másodlagos tehernél előbb a σ -repedések. Az elsődlegesen nyírásra megrepedt tartónál nem záródnak minden esetben teljesen, közepes feszítési fokozatban sem. A másodlagos repedések mindemellett függetlenek voltak a primerektől. Ha a hajlítás volt a szekunder eset, először a primer nyírási teherből eredő az alsó övig futó repedések nyíltak meg. Gyakorlatilag a repedéskép ez esetben is az első esettől függetlenül alakultak, kivéve a legkisebb feszítési fok esetétől. A hajlításra létrejött előzetes megrepedés jobban hat a tartó lehajlására, mint a nyírási repedés, ez természetes. A merevségre hat a semleges tengely helye. Ez másodlagos terhelés esetén a korábbi repedések felső pontja lehet. Ha a második teher megegyezik az elsővel – mint az etalonoknál, az ismételt terhelés lehajlásra gyakorolt hatása erősebb, mint változó teherelrendezésnél. Egyértelmű viszont, hogy a lehajlás függetlenül kialakult repedéskép esetén is „érzi” az előzetes megrepedést.

A törőteher hajlításra az előzetes nyírási repedezettségtől nem csökkent számottevően.

A törésképre szemléletesen hat a primer terhelés. Néhány vegyes (hajlítási-nyírási) töréskép jelentkezett.

Összefoglalva: A kísérletek célja annak megállapítása volt, hogy egy előzetes terhelésnek milyen hatása van, milyen más repedésképet idéz elő, mint amilyen egy érintetlen feszített

tartón fellép. A kísérleti tapasztalatok lényeges megállapítása, hogy adott fokú feszítés esetén az elsődleges terhelések – főként a repedéskép – hogy hat a másodlagos teher okozta állapotra.

Általános megállapítás, hogy magasabb fokú feszítés esetén a másodlagos terhelés hatására kialakuló jelenségek (repedéskép, repedéstágasság, törőteher, stb.) kevésbé térnek el az azonos, ismételt teher esetétől.

3.7. Feszített vasbeton tartók viselkedése sokszor ismételt teher alatt

A tervezési szabványok nem foglalkoztak tüzetesen a sokszor – néhány tucatszor, néhány százszor ismétlődő – nem fárasztó jellegű teher esetével, a ferde repedések tágasságával szinte egyáltalán nem. **19 I** - keresztmetszetű, 280 mm magas, 2500 mm támaszközü kísérleti gerenda készült. A kísérletek fő célja a nyírt szakasz repedéseinek nyom követése, továbbá a σ -repedések tágasságának vizsgálata. Változó paraméterek voltak: a feszítőacél-hányad, a fajlagos kengyel keresztmetszeti terület, a nyírási támaszköz. A beton kockaszilárdsága 40 MPa volt. A beton adalékanyaga egyes tartóknál agloporit, másoknál homokos kavics volt. A tartók gyártása a tanszék laboratóriumában folyt a feszítőerő és a beton gondos ellenőrzése mellett.

Az első terhelést az első repedés felléptéig, a számított törőteher 2%-ának megfelelő fokozatokban mértük. Az ismételt terhet teherre és frekvenciára szabályozott berendezéssel végeztük. Mértük a repedéstágasságokat és a lehajlásokat ciklusonként.

A tapasztalatok összefoglalása: A nyírt szakaszon fellépő repedések első típusa a külső teherből húzott peremen kezdődik a tartótengelyre merőlegesen, majd közel a számított húzó főfeszültségek irányában hajlanak el. A második típusú repedés a gerinc középső szakaszán kezd kialakulni, és onnan terjed a szélső szálak felé. Az 1,5 viszonyított támaszköz esetén a ferde repedések második típusa jelentkezett. Az első ferde repedés a teherismétlések során a szélső szálak felé terjedt. Ez a repedés a külső teherből húzott övet mindig elérte, de volt olyan eset, hogy a nyomott övet is. A teherismétlések nyomán az elsővel párhuzamos repedések is keletkeztek. Gyengébb kengyelezésű tartóknál a kezdetiekre merőleges repedések is keletkeztek, ami bonyolult feszültségállapotra utal.

A 3,0 viszonyított nyírási támaszköz esetén a repedésképződés a külső teherből húzott oldalon kezdődött. Ezek tágassága még akkor se haladta meg a 0,16 mm-t, amikor a később kialakult ferde repedés tágassága már a 0,12 mm-t is elérte. Az ismétlések folytán a ferde repedések nőttek, és a törés is ennek nyomán következett be. A teherismétlések hatására a repedések – a vizsgált paraméterek függvényében - 1,5-3-szorosukra nőttek. A kisebb feszítőacél-hányadok esetén először 2-3 tartótengely irányú repedés jelent meg, ezek száma és tágassága a teherismétlések során nőtt. Minél kisebb az ismételt teher és a repesztő teher viszonya, annál nagyobb a teherismétlés miatti növekedés. Megállapítható volt, hogy a repedés sokszor ismételt teher utáni zárulásához szükséges nyomófeszültség könnyűbeton esetén kb. másfélszeres a normál beton esetéhez viszonyítva.

3.8. Utófeszített tartóvég

A helyi igénybevételek kérdéseivel korábban is foglalkoztam. Konkrét probléma kapcsán Dalmy Tibor javaslatára végeztem részletes kutatást.

A konkrét probléma ugrásszerűen változó tartóvég esetére vonatkozott. Az első számítási munka csak a „fűl” finit módszerrel való számítási vizsgálatára terjedt ki a vasbetétek figyelmen kívül hagyásával. A vasalást is követő, a teljes – változó magasságú – tartóvég

analógia alapján végzett számítását a 4.3. pontban mutatom be. Megjegyzem, hogy a megrepedt tartóvég számításakor is a kísérlettel megállapított repedésképet vezettem be.

Az utófeszített tartóvég problémáját – elméleti-számítási út mellett - nagy léptékű anyaghű modellekkel vizsgáltam. Nyolc modell készült négyféle terv szerint. Egy pár vasalatlan volt, három pár pedig különféle kengyelezéssel volt ellátva. Az utófeszített vasbeton tartónak a tartóvéghez csatlakozó részzeit merev acél szerkezettel képeztem le, amely lehetővé tette a reakcióerő hidraulikus berendezéssel való működtetését.

A lehorgonyzáskor fellépő valamint relaxációs veszteségek csökkentése érdekében feszítőbetétként nagyszilárdságú, menettel ellátott rudakat alkalmaztam. Ezeket mérőellenállások révén, hitelesítés után dinamométerként is működtettem. Mértem a jellemző felületi pontokon a beton deformációját a feszítőerő és a reakció kifejtésének fokozataiban, alkalmaztam bebetonozott mérőellenállást is. Szemlélettel és optikai eszközzel vizsgáltam a repedeztettséget.

A megállapítások a következők voltak – számítási és kísérleti eredmények alapján:

- * Lényeges különbség van a széttartó és nem széttartó kábelek közötti beékelődési zónák feszültségállapotai között (ez még az első számítások alapján tett megállapítás).
- * A lehorgonyzó elemek számára kialakított fészkek sarkai feszültségkoncentrációt okoznak, az első repedések rendszerint ezek környezetéből indulnak ki.
- * A reakció egyes helyeken a feszítőerők okozta húzásokat csökkenti, másutt számottevő húzást idéz elő. Hatása – a számítással összhangban – nem hagyható figyelmen kívül.
- * A mért alakváltozások repedések miatti módosulásának jellege megfelel a számítási eredményeknek.
- * A hajlatból induló, a reakció okozta repedések – amelyek tágassága függ a kengyelezéstől is – a tehermentesítés után nem zárulnak teljesen. A homlokl felület sarkai közelében a lehorgonyzott feszítőrudak alatt fellépő pecsétnyomás felvételénél döntő szerepe van a legelső kengyel helyének, elrendezésének.
- * Jelentős szerepe van a jó bedolgozásnak (e szempontból előnyösen kialakított vasalásnak) és utókezelésnek.
- * Célzerű a lehetőleg egyenletes, nem túlságosan sűrű kengyelkiosztás és olyan keresztmetszetű vasalás tervezése, amely mind a repedések előtti, mind a repedések utáni állapot tekintetében megfelelő.

A bevezetőben leírtam, hogy a munkatársak nevét a részletekben nem idézem, mert szerepelnek a publikációk és mérnöki munkák jegyzékében. Ebben a fejezetben azonban külön megemlítem Windisch Andor és Ódor Péter értékes közreműködését.

3.9. Vasbeton és feszített vasbeton gerendák vizsgálatai

3.9.1. Előfeszített vasbeton gerendák feszültségi-alakváltozási állapotainak vizsgálata

Sok különféle hajlított vasbeton elemet vizsgáltunk laboratóriumunkban. E vizsgálatok többsége gyári termékek ellenőrzését szolgálták. Ezek is hozzájárultak a vasbeton tartók viselkedéséről már korábban megszerzett ismereteink bővítéséhez. Voltak azonban kísérletsorozatok, amelyek kifejezetten a vasbetonelméleti információk kiegészítését szolgálták. Ilyenek voltak a 3.6. és 3.7. pontban leírt kísérletek is.

Olyan kísérleteink is voltak, amelyek eleve kutatási célokat szolgálták. E helyen csak vázlatosan elevenítem fel azt a sorozatot, amelyet előfeszített vasbeton gerendák készítésekor, terhelésekor fellépő jelenségek jobb megismerésére, az elméleti módszerek kiegészítésére végeztük el.

35 tartót terveztem és részt vettem gyártásukban. A laboratóriumban ezek hajlító kísérletét végeztem el. Variáltam a feszítési módot, a feszítőacélok számát, felületi kialakítását, a tartóalakot. A nagyobb feszítőerők esetén a gyártáskor a lehorgonyzódási tartományban egyes feszítőacélokat műanyag burkoló csővel kikapcsoltam az erőjátékából a tartóvég-problémák elkerülésére.

Meghatároztam a repesztő- és törő igénybevételeket, a lehajlásokat, a repedéstágasságokat, egyes keresztmetszetek alakváltozási állapotait. Hét tartónál a dekompressziós állapot vizsgálatánál tehermentesítést és ismételt terhelést alkalmaztam.

Főbb megállapításaim voltak:

- * A teherbírás, a repedésmentesség, a maradó alakváltozások korlátozására kidolgozott, a Navier-hipotézis elvén, a lineáris szakaszokból álló σ - ε -diagramokon nyugvó számítási modellek a kísérletek tapasztalatai szerint megfelelnek a gyakorlati igényeknek, és a jellemző paraméterek hatásának számításba vétele mellett a modell bizonytalanságát figyelembe vevő korrekcióra nincs szükség.
- * A kísérletek alapján megállapítottam, hogy a 70-es évek hazai szabványaiban a lehajlásokra vonatkozó közelítő számítás megfelel a gyakorlat számára.
- * A hazai gyakorlatban alkalmazott repedéskorlátozásra vonatkozó számítás kísérleti tapasztalataim szerint az alapszabvány szellemének megfelelően becsüli a repedéstágasság értékét.

Két megjegyzés:

- * A kísérleti tapasztalatok - mondhatnám élményszerűen – olyan információkat nyújtanak, amelyek rendkívül hasznosak lehetnek a gyakorlati tervezésben. Ezért is szorgalmaztam, hogy az egyetemi hallgatók legalább egyszer vegyenek részt egy – célszerűen előfeszített – vasbeton gerenda kísérleti vizsgálatában.
- * Egy későbbi összehasonlító elemzés kapcsán jutottam arra a megállapításra, hogy a nemzeti szabványok közül a magyarhoz állnak legközelebb az új európai nemzetközi szabványok, s ehhez az itt említett 35 gerenda vizsgálati eredményei is hozzájárulnak.

3.9.2. Előfeszített vasbeton gerendák nyírási kísérleti vizsgálata

Kísérletsorozatot végeztem előfeszített vasbeton tartók nyírási vizsgálatára I-keresztmetszetű tartókon. Változtattam a feszítőacél-hányadot, a kengyeltávolságot és a nyírási támaszközt. A tartók laboratóriumunkban készültek, a gyártás során is végeztem ellenőrző méréseket. A ferde repedések tágasságát mechanikus és optikai eszközzel mértük.

A főbb megállapítások:

- * Kisebb nyírási támaszköz esetén a tapasztalati törőteher jobban tér el a szabványok szellemében számított értéktől, mint ha a nyírási támaszköz viszonylag nagy.
- * Ugyanez a helyzet kisebb ill. nagyobb kengyeltávolság esetén.
- * Az eredmények azt mutatják, hogy a feszítés mértékének hatása gyakorlatban alkalmazott módon jól követhető a nyomott-nyírt zónára hárítható nyíróerő alakulásában.

4. VASBETON ÉS FESZÍTETT VASBETON SZERKEZETEK SZÁMÍTÁSA ANALÓGIÁN ALAPULÓ MODELLEL

4.1. Előzmények

Egyre több igény merült fel vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek, szerkezeti elemek általános és a helyi igénybevételeket tárgyaló vizsgálatára. A szilárdságtan hagyományos módszerei többfajta feladat kezelésére nem voltak alkalmasak. Újabb modellalkotásra volt szükség. Diszkrét elrendezésű egyes szerkezetek modellezhetők voltak kontinuummal és viszont. Vasbeton tartókat is vizsgáltak – mára már elterjedten - a véges elemek módszerével. Legtöbbször homogén, rugalmas, repedésmentes modellt vettek fel, és általában a vasbetétek hatását se vették számításba.

Az egyik klasszikus modell kontinuumok és rácsos tartók analógiáján alapul, és Hrennikoff nevéhez fűződik. A rúdszerkezetek elméletének és a mátrixszámításnak hazai iskolája által elért eredményekben, továbbá a számítástechnika nagyarányú fejlődésében rejlik annak tudományos előzménye, hogy az analógiát felhasználó modell segítségével vállalkozni lehet komplikált feszültségállapotok leírására.

4.2. A modellalkotás

Olyan modellt választottam, amely jól alkalmazható gépi számításra, és egyben szemléletes is. A rácsos tartó analógián alapuló modellt kiterjesztettem a vasbetétekkel ellátott és repedt elemekre. A beton és az acél közötti kapcsolatra vonatkozó korábbi eredményeimet felhasználtam a kapcsolat modellezésére. Az előfeszített tartó modellezésére az acélban eleve létrehozott alakváltozást is beépítettem.

A modell erőjátékának meghatározására az elmozdulás-módszert alkalmaztam. A koordináta-rendszert és a csomópontok számozását úgy vettem fel, hogy a merevségi mátrix egyes alakzatok esetén nagyfokú szabályosságot mutasson. Jó példa erre az ugrásszerűen változó magasságú, hossz-vasbetétekkel és kengyelekkel ellátott utófeszített tartóvég (l. 4.3. pont). Mondhatnánk, hogy az együttható mátrix sémája reprezentálja a feladatot.

A modell előnye, hogy a beton és acél közötti kapcsolóelemek és maguk a vasbetétek ugyanúgy rúdelemek, mint a betont reprezentáló rácsos tartó rúdjai. Hátrány, hogy az osztásköz csak nehezen változtatható a modellen belül, akár a diszkontinuitások (repedések), akár az esetleg helyi képlékeny alakváltozások figyelembe vételére. Az osztásközt azonban amúgy is célszerű kisméretűre választani, mert a repedések terjedésének útját aligha tudjuk előre megbízhatóan megbecsülni.

Megemlítem, hogy az eljárást térbeli modellek esetére is kiterjesztettem.

4.3. Alkalmazási példák

A konkrét példák egyike volt az ugrásszerűen változó magasságú tartóvég repedésmentes és megrepedt állapotban.

Utófeszített tartók tartóvég-vizsgálatára az 1970-es évekig két eljárás volt ismeretes, az egyik Guyon, a másik Rowe nevéhez fűződik. Az előbbi a differenciámódszerrel végzett számítás, utóbbi főként kísérleti vizsgálatokon alapult.

A repedéseket a kísérleti eredmények alapján „manuálisan” építettem be a vasbeton modellbe.

Itt jegyzem meg, hogy megvolt a lehetősége annak, hogy egy-egy pótlótlós rácsos modellelem megrepedését a Mohr-féle kritérium alapján le lehessen írni. A repedés terjedésének meghatározására azonban nem találtam módot. Sőt kimutattam, hogy az osztásköz (a ráccselem) méretének jelentős csökkentése se visz megbízhatóan közelebb a megoldáshoz.

A számítási eredmények feldolgozása képet adott az erőjátéokra. Különösen érdekes a repedésmentes és repedt állapot összevetése, az ún. zavart zóna módosulása. A feszítőerő okozta harántirányú húzóerő, mint egyik legfontosabb méretezési adat is az eredmények közé tartozott. (L. még 3.8. pont.)

Egy másik érdekes számítás volt a nyírás következtében ferdén felrepedt tartószakasz vizsgálata nyomtatéki igénybevétel esetén.

5. A BETON ÉS AZ ACÉL KÖZÖTTI SÚRLÓDÁS

5.1. Bevezetés

A súrlódás sok mérnöki szerkezetben jelentős szerepet játszik. Utófeszített vasbetonnál általában csökkentenünk kell a súrlódást nagy veszteségek elhárítása érdekében. A súrlódás mértékét ismernünk kell két lehetséges hiba elhárítására. A téves megítélés egyes esetekben arra vezethet, hogy nem hat a szükséges feszítőerő, más esetben előfordulhat, hogy a feszítőacél akár tönkre is megy a feszítési művelet során.

5.1.1. A gyűrűirányú utófeszítés változatai

Gyakorlati munkám során kezdtem foglalkozni a beton és az acél közötti súrlódás kérdésével. Kör alaprajzú vasbeton szerkezetek utófeszítését kellett megoldani. A világban többféle módszer volt már ismeretes. Talán az az eljárás volt a legeredményesebb, amely speciális gépi berendezéssel működött. Ez a nagyszilárdságú acélhuzalt megfeszítve csévélte a hengeres vasbeton szerkezet köré. Az ilyen eszköztséges volt, és nem alkalmas sűrűn egymás mellett levő, pl. egy csúszó zsaluzattal készülő két vagy több henger feszítésére. Hazánkban is alkalmaztak néhány eljárást. Ezeknek voltak előnyei és korlátai. A legolcsóbb megoldás henger vagy egyszerű gyűrű esetén nem volt használható.

5.1.2. A súrlódás csökkentése

Nyilvánvalóvá vált, hogy az alapvető probléma az acél és a beton közötti súrlódás. Építőipari nagyvállalat telepén kezdtem vizsgálni. Kísérleti görbült betonfelületeken feszítettem huzalnyalábokat. Mértem a súrlódási veszteségeket, amelyeket igyekeztem különféle módszerekkel csökkenteni. A kötél-súrlódás számítását szolgáló Euler-féle exponenciális függvényben a természetes logaritmus alapjának kitevőjében két tényező szerepel, a kötél elfordulásának szöge és a súrlódási tényező. Ezek egyikét, vagy mindkettőt kell csökkenteni. A szög csökkentése lizénákat igényel, és növeli a lehorgonyzó elemek számát és a huzalvesztéséget. Célszerűnek látszott arra törekedni, hogy a súrlódási tényező legyen kicsi. Kísérleteztem hagyományos módszerekkel, ezek kockázatosá tették a feszítő huzal védelmét, és viszonylag csekély eredménnyel jártak.

5.2. A Mo-Ta-La eljárás elve és eszközei

Arra jutottam, hogy valamilyen módon el kell távolítani a feszítés alkalmára a feszítőacélt a betontól. A gondolatot akkori főnököm, Mokk László támogatta, és gazdasági elemzéssel kimutatta a tervezett eljárás várható eredményeit. Lányi Jenő gondoskodott arról, hogy az eljáráshoz szükséges eszközt, a Mo-Ta-La (Mokk-Tassi-Lányi) ingákat és fésűket a vállalati műhely kellő számban legyártsa. Az inga funkciója az, hogy a feszítőerő Freyssinet-sajtókkal való működtetésekor az acélt távol tartsa a betonfelülettől. A művelet során súrlódás csupán az inga csuklóján lép fel. A kísérleti feszítések alkalmával mért acélfeszültségek alapján az Euler-képpel számított súrlódási tényező az acél-beton esetén mért érték tizedénél kisebbre adódott. Emlékeztetek arra, hogy a tényező az exponenciális függvény kitevőjében szerepel. A tanszék laboratóriumában elvégeztem azt a kísérlet-sorozatot, amely igazolta, hogy az eljárással a feszítőacél tulajdonságai nem károsodnak.

A Mo-Ta-La eljárással mintegy 80 szerkezet feszítését terveztük meg és végeztük el. A Mo-Ta-La eljárást több külföldi folyóirat is ismertette, ezek között a legismertebb Nyugat-Németországban publikált szakfolyóiratnak a Rómában tartott FIP-kongresszusnak szentelt számában. A módszert két külföldi országban is alkalmazták.

5.3. Belsőkábeles utófeszítés

A súrlódás kérdése tovább is foglalkoztatott. Az Euler-féle kötelsúrlódási formulát utófeszített vasbeton gerendák feszítéskor végzett vizsgálatánál is alkalmaztam. Egyszerűsített összefüggéseket írtam fel. A sajtó által mutatott feszítési út és a szivattyú manométerével mért erő ismeretében a súrlódási viszonyokat meg lehet határozni. Az ellenőrzés gyors kiértékeléséhez diagramokat készítettem.

5.4. Laboratóriumi kísérletek, oktatás

Az utófeszített vasbeton tartóban fellépő súrlódás kérdése tovább foglalkoztatott. A szakirodalomból ismertek voltak olyan példák, amelyek azt mutatták, hogy a súrlódás nem kellő ismerete az 5.1. pontban említett két hibához vezethet. Ezeket a hibákat gyakorlati munkám során a mérésekkel való ellenőrzés útján sikerült elkerülni. Fontosnak tartottam, hogy a jövő mérnökei már tanulmányaik idején tapasztalatot szerezzenek. Még az új laboratórium használatba vétele előtt átgondoltam, hogy egy imitált utófeszített tartón hogyan győződhetek meg a hallgatók a súrlódási veszteségek vizsgálatának szükségességéről és módjáról. Az oktatásban a Szerkezetvizsgálati gyakorlat c. tantárgy bevezetéséig csak az elméleti órákon kerülhetett sor a kérdés megismertetésére.

5.5. Egy kis kitérő: az utófeszített vasbeton tartók egy kérdésének hatása a tanszéki személyi állomány fejlesztésére

Nem sokkal az egyetemre való visszatérésem után – a feszítéssel összefüggő számos más kérdés mellett – tovább foglalkoztam a súrlódás problémájával. Tudományos diákköri felhívást hirdettem. A jelentkezőkből álló TDK három tagja Hegedűs István, Kovács Béla és Windisch Andor, három jó barát volt. Témaként a feszítőacél súrlódását adtam meg. A TDK tagjai igen jó kísérleti és értékes számítási munkát végeztek. Azt hiszem, konkrét munkájukon messze túlmutató jelentősége volt annak, hogy még közelebről megismertem három hallgató kiváló kvalitásait. Volt személyi fejlesztési lehetőség a tanszéken. A három diák képességeiről és szorgalmáról beszámoltam a tanszék vezetőjének, Bölskei Elemér

professzornak, és megjegyeztem, hogy megítélésem szerint mindhármuk gazdagítaná a tanszék munkáját.

A korábbi TDK-tagok viszonylag rövid idő után a tanszék állományába kerültek. Merem állítani, hogy más kiváló kollegák mellett ők alkották a tanszék oktató és tudományos munkájának gerincét, és meghatározó szerepet tölthettek be a következőkben. Hegedűs István napjainkig a tanszék kimagasló érdemű professor emeritusa, Kovács Béla tartós tanszéki munka után kutatóintézetben végzett nemzetközi téren is elismert tevékenységet, amit fájdalmasan korai hirtelen halála szakított meg. Windisch Andor a sokoldalú eredményes tanszéki munka után külföldi világégg kimagasló vezető egyénisége lett. Egyetemünkkel, kollegáinkkal a nemzetközi szakmai munkában is tartotta a kapcsolatot, s sokszorosan kiérdemelte a tiszteletbeli egyetemi tanári címet.

Az összes eredmény természetesen az ő érdemük. Ha azonban visszatekintek 65 éves egyetemi múltamra, talán azzal lehetek elégedett, hogy a három említett kollegánk hozzánk való csatlakozásában szerény szerepet játszhattam.

Ha már a feszített vasbeton szerkezetekben fellépő súrlódástól elkanyarodtam, jó érzéssel elmondom, hogy az egyetemi életben a munkatársak közötti – átvitt értelemben vett – súrlódást nem okoztam, és magammal szemben sem éreztem ilyet. Ez a fő motívuma annak, hogy 90 évesen elmondhatom, az évtizedeken át végzett munka szép volt, és barátságos volt e munka közege. Az említett három munkatárson kívül még legalább heten lépték át tartósan a tanszék küszöbét oly módon, hogy szerepem volt a hozzánk való csatlakozásukban.

6. VASBETON-PATOLÓGIA

6.1. Bevezetés

Munkahelyem szakterületéből, a munkatársak szakértelméből fakadt, hogy sok évtizedes munkám során több száz vasbeton szerkezet hibáival, károsodásával kellett foglalkoznunk. Ezek között számos tudományos igényű feladat volt. Több tucat szakértői munkát én végeztem, és nagyszámú feladatnak voltam a témavezetője. E helyen nem szándékozom munkámat összehasonlítani a tisztelt emlékü Zöldy Sarolta cikksorozatával, csupán néhány jellemző, a vasbeton szerkezeteket érintő példát említek meg.

Tudvalevő, hogy a károknak, akár katasztrófáknak szerteágazó okai lehetnek, és a baj rendszerint nem egyetlen okra vezethető vissza. Éppen ezért nehéz a hibákat egységes rendszerbe foglalni. Hazai és nemzetközi, a témával foglalkozó konferencián vettem részt, tartottam előadásokat, megjelentek publikációim a tárgykörben. A következőkben más szempontok mellett a fő okok szerint próbálom csoportosítani az eseteket. Itt jegyzem meg, hogy a hibákat főként a bekövetkezett kár csökkentése, további megelőzése és szakmai-tudományos megállapítások érdekében vizsgáltam.

A mérnöki szerkezetek patológiájából tudjuk, hogy számos értékes új ismeret alapja valamilyen károsodás volt. Példaként a nagy, rácsos Gerberhidak egyes rúdjaiknak az Euler-féle esettől eltérő stabilitásvesztését, a Tacoma-híd rezonancia miatti lengések okozta katasztrófáját, az első Sandő híd összeomlását említem. Ezek a károk – sok más mellett – tanulságosak voltak.

Mindig a hibát kerestem, és nem a hibát elkövető személy hibáját vagy felelősségét. Szerencsémre nem is volt soha ilyen feladatomból. Jó sorsom megkímélt attól is, hogy súlyos sérüléssel, életet elvesztésével járó építési hibáról kellett volna véleményyt alkotnom. Nagyon sok esetben megterveztem, javasoltam az erősítés, javítás módját.

Egy-egy csoportba több hibatípus sorolható. Vasbeton szerkezeteknél legalább két anyag szerepel a bizonytalanságok között. A betonhibák is nagyon szerteágazók.

A változatos hibák a) okozhatnak tönkremenetelt hirtelen folyamattal, b) vagy lassan lejátszódó jelenségek során, c) rejtett hiba is okozhat tönkremenetelt, d) kisebb hibák halmozódása is eredményezhet összeomlást, e) nagyszámú szabálytalan hibák kiolthatják egymás hatását, f) sok szabályos hiba egymás erősítését okozza, g) a használat hibái rendszerint lassú tönkremenetelt okoznak, h) nagy, használat során fellépő kár általában csak rendkívüli tehernél következik be.

Amikor meghibásodott szerkezetekkel foglalkoztam, hosszú időn át volt a főnököm Bölcskei Elemér professzor. Tapasztalatai alapján figyelmeztetett sokszor: „Ha nagy baj van egy szerkezettel, keress legalább öt okot!”. Sok igazsága volt.

6. 2. Különféle hibák

6. 2. 1. Kábelek korróziós problémái

6. 2. 1. 1. Vonórudas ívek

Számos vonórudas ívhíd vizsgálata során megállapítottuk, hogy a vonórudak, köztük az egyébként előnyös, nagyszilárdságú acélból készültek, jelentős korróziós károkat szenvedtek. Azok is, amelyeket bádogg csatornába helyeztek el, amit fekete szigetelőanyaggal töltöttek ki. Főleg a lehorgonyzások környezetében keletkeztek korróziós károk.

6. 2. 1. 2. Belsőkábeles utófesztített vasbeton tartók

A kábelek állapotát bonyolult és költséges vizsgálni. A betonfelületről befúrással, helyenként bevesséssel végzett vizsgálatok eredménye korróziós károk veszélyét mutatták. Célszerű lenne olyan Röntgen- vagy ultrahang alapú vizsgálati módszer kidolgozása, amely megbízható képet nyújt. A belső kábelek cseréje napjainkban megoldhatatlan. Külső kábelekkel való erősítésnek van – nem egyszerű és nem olcsó -, de célravezető - lehetősége.

6.2.1.3. Laboratóriumi kísérletsorozat belsőkábeles utófesztített vasbeton tartók kábeleinek vizsgálatára

Több évtizeddel a hazai belsőkábeles utófesztített hidak szélesebb körű alkalmazása után laboratóriumi vizsgálatokat végeztem erre a célra készített, és hosszú ideig nedves környezetben tárolt kísérleti tartókon.

Tíz, 3 m hosszú kísérleti gerenda készült egy-egy kábellel, a szükséges nem fesztített vasbetetekkel. A Freyssinet-rendszerű kábel 18 Ø 5 mm-es huzalból állt. A fesztítési feszültség 1050 MPa volt, ami a dugózási veszteség után 900 MPa-ra csökkent. A kábelüreg bádoglemezzel, hosszkorccal készült. Az injektálást egy oldalról, kézi szivattyúval, nagy szilárdságú cementhabarccsal végezték. A kábel alaprajzban egyenes, oldalnézetben szinuszos vonalvezetésű volt. A beton tömör, B400 jelű. A vizsgálat módja az volt, hogy a gerendákat több keresztmetszetben átfűrészeltük. A főbb megállapítások a következők voltak: Az injektálás helyenként hiányos volt, de ott se mutatkoztak korróziós károk. Egy tartónál azonban észleltük a beton fészkeségét, s annak közelében levő – injektáló habarcsba nem tökéletesen beágyazott – kábelszakaszon helyi rozsdásodás mutatkozott. Ebből arra a nem általános következtetésre lehetett jutni, hogy a kellő tömörségű betonba jól zárt kábelek

védettek a korrózió ellen. Ez természetesen nem jelenti, hogy nem szükséges a megbízható injektálás, már csak azért sem, mert tudvalevőleg az injektáló habarcsnak a korrózió elleni védelem mellett erőtani szerepe is van.

6.2.2. Általános megjegyzések, nemzetközi tapasztalatok

Nagyszilárdságú huzalokból álló kábellel ellátott szerkezeteknél a korrózió elleni védelem rendkívül fontos. Sok nemzetközi tapasztalat azt mutatja, hogy a belsőkábeles utófeszített vasbeton szerkezetek tartósan nem biztonságosak, Van olyan ország, ahol jelenleg ilyen szerkezetek építését nem engedélyezik. Ezzel függ össze, hogy egyre gyakoribb a korrózió ellen jól védett szabad kábelek alkalmazása. Ezek cserélhetőségét is meg lehet oldani. Erőtani tekintetben viszont tudvalevően kevésbé előnyösek.

6.3. A kárdiagram

Kidolgoztunk egy módszert – Pinyóke Gáborral - , a hibák súlyának, kölcsönhatásának és halmozódásának rendszerbe foglalására. Ennek eszköze a bevezetett kár- (vagy hiba) diagram.

6.3.1. Esettanulmányok

Hidak és épületek esetére vizsgáltam, hogy durva hiba se vezet mindenképpen összeomlásra vagy súlyos károsodásra. Kisebb hibák halmozódása is vezethet azonban veszélyes károsodásra. Egy építmény létrehozása komplex feladat – a tervezéstől a használatba vételig - , akár lebontásig kisebb-nagyobb hibák minden fázisban felléphetnek. A hibák kölcsönhatása megfigyelhető. Bevezettük a kár- (hiba) diagramot. Ebben megnevezett körök jelentenek egy-egy hibát, a körök területe hivatott jellemezni a hiba súlyosságát, a kár valószínűségét. A körök közötti nyilak mutatják a hibák közötti kapcsolatot, egymásra hatásukat.

6.3.1.1. Közúti híd

Egyenként 30 m-es, több nyílású híd épült előregyártott feszített vasbeton gerendákkal. Egy nyílás összeomlott az utolsó gerenda beemelésekor. E gerenda elveszítette harántirányú stabilitását, és ütést gyakorolt a szomszédos tartóra, s az összes gerenda dominó-szerűen leomlott.

A hibaokok: a) a harántirányú stabilitás biztonsági szorzója alig volt nagyobb 1-nél, b) a gyártási pontatlanságokat (függőleges és vízszintes kigönbülés) nem mérték fel, c) az egyenlőtlen hőmérséklet-hatását nem vették számításba a kigönbüléseknél, d) a ferde hajlítás hatását nem vették figyelembe, amikor a gerendákat saruikra helyezték, e) a gerendákat a támaszokra helyezéskor nem kellő figyelemmel mozgatták, f) a gerendákat nem támasztották ki eleve egymáshoz.

Az utólagos elemzés során feltárt hibák: 1) a betonszilárdság és egyes méretek egyenetlensége a tartó hossza mentén, 2) a lehorgonyzási tartomány egyenetlensége. Ezek nem játszottak szerepet a tönkremenetelben, de előbb-utóbb okozhattak volna gondot.

6.3.1.2. Városi felüljáró

Kilencnyílású, folytatólagos több támaszú városi felüljáró épült kontakt eljárással, szabad szereléssel. Durva alakhiba lépett fel. A legnagyobb nyílás 40 m, a tartómagasság alig haladta meg az 1 m-t. Oldalnézetben 240 mm körüli pontatlanságok keletkeztek, a magassági vonalvezetésben. A bekövetkezett szabályos hiba eredményezte, hogy a konzolvégek csúcsosan találkoztak a tervezett magasság felett. (Csak megjegyzem, szinte kitörölhetetlen a köztudatból az a „városi legenda”, hogy a szóban forgó szerkezetnél a szerelési ágak „nem érnek össze”. A valóság az, hogy a szabályos hiba folytán rossz helyen, a tervezettnél magasabban találkoztak. Az alakhiba veszélyeztette a használatot és különösen az esztétikai megjelenést. Az alakhiba elsimítása (vastag réteggel való kiegyenlítése) veszélyeztette volna a teherbírást. A hiba okai a következők voltak:

- 1) A szerkezet a korábbi hasonló eljárással épült szerkezeteknél kényesebb volt, a tartómagasság-támaszköz kis aránya folytán. Erre nem voltak kellő tekintettel. Az előzetes szakvéleményben a következő mondatot írtam le: *„Elő kell írni a szerkezet magassági vonalvezetésének rendszeres ellenőrzését és a szükséges szabályozás megtervezését.”* (Ezt számításaim alapján a bekövetkezettnél sokkal kisebb esetleges eltéréstől tartva írtam le.)
- 2) A tervező és kivitelező ugyanaz a szervezet volt, és az ellenőrzést is ők gyakorolták. Ettől eltérő esetben valószínűleg nem fordult volna elő, hogy a szerelés jelentős fázisában az illetékesek nincsenek jelen. A hiba szabad szemmel is értékelhető volt.
- 3) A helyszíni munkát vezető fiatal mérnökök nem rendelkeztek kellő tapasztalattal. A helyszíni körülményekre tekintettel a szerelés igen gyors végzése látszott fő céljuknak.
- 4) A technológiai folyamat tervezésekor figyelmen kívül hagyták, hogy az illesztő műanyag-habarcsréteg felhordása után az ideiglenes rögzítés szabályos (mindig azonos előjelű) hibát idézett elő. A hiba a kis tartómagasság miatt jelentős volt, az elfordulás értéke az illesztésnél kb. 2 % lehetett, ez a 20 m konzolhosszon 4 cm hibát jelent, s ez – némileg csökkenő mértékben – blokkonként, azonos előjellel ismétlődött.
- 5) Ha ellenőrzés révén az egymás után szerelt elemeket előbb fölül, azután alul nyomják meg, a szomszédosat pedig fordítva, a hibák nagyjából kiegyenlítődték volna. Magasságméréssel való ellenőrzéssel a hibákat el lehetett volna kerülni. A fennmaradt kisebb, esetleg néhány cm-es egyenetlenségeket rásimítással ki lehetett volna egyenlíteni.

A kijavításkor – szemben a laikus elképzelésekkel – nem azért kellett lebontani néhány elemet, mert azok hibásak lettek volna, hanem mert nem terv szerinti magasságba kerültek. Itt jegyzem meg, hogy a szerelés előtt vizsgáltuk a kontakt eljárással készített elemeket, s azoknál nem észleltünk hibát.

További mulasztás volt, hogy a hiba őszi feltárásakor nem kezdtek azonnal a javításba. Az illesztő műanyag-habarc azonban 5°C alatt nem volt alkalmazható, így a munka tavaszig elhúzódott, növelve az indokolt közfelháborodást. A korrekció során szükségessé vált – nem rendkívül vastag – kiegyenlítő réteg okozta terhe miatt a támaszok feletti harántirányú erősítő felső vasalás alkalmazása. Meg kell jegyezni, hogy a hibát el lehetett volna kerülni az előzetes szakvéleményben leírt megjegyzés figyelembe vételével.

6.3.1.3. Magasház

Egy magas épület olyan eljárással épült, amelynél az előregyártott födémelemek és oszlopok kapcsolatát feszítőerő által kifejített nyomással létrehozott súrlódás biztosította. Az Ø5 mm-es

feszítőhuzalok a földemelem hornyaiban ill. az oszlopok üregeiben haladtak. A huzalok korróziót szenvedtek klorid tartalmú szilárdulás gyorsító anyag és nedvesség hatására. a) A hiba nem következett volna be, ha elkerülték volna a klorid-tartalmú illesztő habarcs alkalmazását, b) ha úgy tervezték volna, hogy az illesztések távol lettek volna a feszítőhuzaloktól, c) ha a nedvesség behatolását (vizes blokkok, csapó eső) elhárították volna, d) ha az oszlopokon áthaladó üregeket nagy gonddal injektálták volna ki, e) ha a kárt egy korábbi stádiumban, célszerűen egy kisebb, referencia épületnél feltárták volna.

Megjegyzés: Rábízható-e a súrlódásra a szerkezet biztonsága?

* A szerkezet utólagos részletes vizsgálata során egyéb, harántirányú merevségi hibák is napvilágra kerültek, de ezek a korróziós károk nélkül bizonyára nem kerültek volna felszínre.

** A későbbi vizsgálatok során kiderült, hogy az előregyártott oszlopok illesztése helyenként hibás volt.

Ez megerősítette azt a nem általánosítható véleményt, hogy részletes vizsgálat során óhatatlanul felszínre kerülnek ismeretlen hibák.

6.3.2. Általános megjegyzés

Az elemzett meghibásodott szerkezetek esete, mutatja a hibák halmozódásának és kölcsönhatásának jelenségét, elemzünk célszerűségét.

6.4. Vasbeton hidak fenntartása, javítása és erősítése

6.4.1. Az időszakos felülvizsgálat

Vasbeton hidak tartósságának vizsgálatára mintegy 100 különféle korú híd állapotát mértük fel. Vizsgáltam a javítás lehetséges módját. Megállapítottam, hogy az időszakos hídvizsgálat jelentős szerepet tölt be a hidak élettartamában. A többféle vizsgálatok közül a legeredményesebbnek a tízévenkénti részletes ellenőrzés mutatkozik. Ennek során a vizsgálatok a következők: geometriai jellemzők, szilárdsági jellemzők, hibák, beleértve a korróziós károkat.

Az említett 100 híd két év időszakos felülvizsgálatát tekinti át. Egy diagramban dolgoztuk fel az eredményeket, a híd korának függvényében a várható élettartamot. A magyar gyakorlatban a tervezett teljes élettartam 100 év. A regressziós egyenes alapján tehető megállapítások:

Feltűnő ellentmondás a regressziós egyenesen a 0-abszcisszához 100-nál kisebb ordináta tartozik. Ez arra utal, hogy már az első tíz év utáni vizsgálat rejtett hibákat mutat. Továbbá a statisztikai áttekintés arra utal, hogy vasbeton hídjaink átlagos élettartama – főként a rendszeres vizsgálatnak köszönhetően - 143 év.

A diagramban három jellemző abszcissza fedezhető fel. A szerkezeti, építési hibák az első tízéves felülvizsgálatkor felszínre kerülnek. A következő meredekebb változás a 40 év utáni szakaszon mutatkozik. Ez összefügg azzal a történelmi ténnyel, hogy az 1950-es évektől volt egy hídépítési kampány, de akkor még nem vezettek be megbízható hídpályaszigetelést és még nem ismerték fel a hídpályák téli sózásának kedvezőtlen hatását. A 60 éves kornál mutatkozó meredekebb változás azzal függ össze, hogy bevezettek olyan szabályozást, hogy a 60 évnél régebbi szerkezeteket mindentől függetlenül részletesen meg kell vizsgálni.

Az összefoglaló megállapítás az, hogy az időszakos felülvizsgálat jó útmutatást ad a szükséges javításokra, esetleges erősítésre. Ennek kedvező gazdasági hatása is van.

6.4.2. Erősítés

Hidak időszakos vizsgálatakor felmerülhet az erősítés igénye. Elemeztem az erősítés igényeit és a végrehajtás módját. Ha felülvizsgálat nem jár kedvező eredménnyel, el kell döntenie, hogy erősítés vagy új híd építése a feladat. A megoldást gyakran gazdasági szempontok döntenek el.

Folytatólagos több támaszú szerkezetek esetén számításba jöhet az utólagos feszítés.

Erősítést főként két körülmény okozhat: Az egyik az igények fokozódása (pl. növekvő teher), a másik a szerkezet károsodása.

Számítási eljárást dolgoztam ki több támaszú szerkezet erősítésére. Egyszerűsített esetre erőmódszerrel számítást végeztem. Figyelembe vettem a deviátorokon fellépő súrlódást is. A „kígyó alakú” együttható mátrix inverze felírható zárt alakban, hasonlóan adott teherre az igénybevételek.

Konkrét hazai példa mutatja a fő szilárdsági követelmények teljesítését a külső kábelekkel való utófeszítés révén.

6.5. Rekonstrukció vagy bontás?

Egy másik tanulmányban vizsgáltuk, magasépítési szerkezetek vonatkozásában, hogy teherbírási, tartóssági, gazdaságossági szempontok szerint a lebontás és újjáépítés vagy az erősítés inkább célravezető.

6.6. Bauxitbeton szerkezetek

A bauxitbeton kérdésköre oly nagy szerepet töltött be a hazai vasbeton-patológiai kutatásban, és engem is olyan nagymértékben foglalkoztatott, hogy a témakörnek önálló fejezetet kell szentelnem.

6.6.1. A bauxitcement felhasználásának eredete

Ismereteim szerint bauxitcementet az 1820-as évek végén kezdtek betonok céljára felhasználni, és pedig hadmérnökök. Hamar közismertté vált a bauxitbetonnak az a jó tulajdonsága, hogy szilárdsága egy-két nap alatt eléri a portlandcement-betonok 28 napos szilárdságának értékét. Ez nagyon biztató volt. Gyorsabbá tette az építést, csökkentette az állványozás-zsaluzás költségét. Hátrányait nem látták. Mai szemmel nézve el kellett volna gondolkodni azon, hogy egy katonai (pl. erődítési) létesítmény beruházóját, építőjét kevéssé érdekli a létesítmény több évtizeddel későbbi sorsa. Az első alkalmazásokat követő hosszú idő múltán derült fény arra, hogy a bauxitbeton szilárdsága - különféle hatások esetén más-más mértékben – néhány évtized alatt csökken. Ez károsíthatja az építmény használhatóságát, veszélyeztetheti állékonyságát.

A bauxitbeton hazánkban is elterjedt. Kiváló tervezők alkalmazták középületek és ipari épületek céljára, és nagyon sok lakóépület építéséhez.

6.6.2. A szilárdság csökkenésének első jelei

1957 februárjában hivatott későbbi főnököm, Bölcskei Elemér. Közölte velem, értesítést kapott egy jelentős kárnak mutatkozó tartószerkezeti problémáról: A forradalmi események során belövés ért egy középület. Ennek egy földszinti oszlopa megsérült. A betonfelület egy

helyén levált a betonfedés, kilátszottak a vasbetétek, amelyekben kezdeti rozsdásodás jelei mutatkoztak, és a sérülés helyén könnyen morzsolható, vöröses színű anyag jelentkezik. Még aznap kimentem a helyszínre. Több évvel korábbi olvasmányom alapján a látványból felmerült a bauxitbeton gyanúja. A helyszíni tapasztalatig nem tudtam arról, hogy Magyarországon milyen mértékben használtak bauxitcementet, még kevésbé arról, hogy ezzel az anyaggal gondok lehetnek.

6.6.3. Sokszintes épület részletes vizsgálata

Rövidesen többen vonultunk ki a szóban forgó épülethez. Az első megállapítás az volt, hogy a sérült szélső oszlop betonjának szilárdsága rendkívül nagy mértékben csökkent. Maradt egy viszonylag vékony szilárd kéreg, azon belül a beton morzsolható volt. Az oszlop szélső elhelyezkedése miatt köpenyezéssel való erősítés nem jöhetett számításba. Ezért acélszerkezetet terveztem, amely a sérült oszlop aktív kiváltására alkalmas volt. Kiszámítottuk az oszlopra jutó terhet. Az acélszerkezetben ható erőt sajtókkal addig növeltük, amíg az ki nem váltotta a sérült oszlopot. Méréssel ellenőriztem a bauxitbeton oszlop tehermentesítését. A sérült vasbeton oszlopot kibontattuk és zsaluzással új portlandcement-beton oszlopot hoztunk létre. Mindvégig mérésrel követtük a szerkezetek erőjátékát. Amikor igazolni lehetett, hogy az új oszlop átvette az eredetire jutott terhet, az acélszerkezetet el lehetett távolítani. A többi alagsori oszlopot más módszerrel, vasbeton kerettel lehetett kiváltani.

Orosz Árpáddal és Szalai Kálmánnal végigvizsgáltuk az egész épületet. Rendkívül sok roncsolásmentes szilárdsági vizsgálatot végeztünk, s ezeket kivett próbatestek vizsgálatával egészítettük ki. Felmértük a teljes vázas szerkezet hibáit, a repedéseket, átázásokat, a betonfedés állapotát. Kivett mintákon vizsgáltuk a betonacél szilárdsági jellemzőit. Valamennyi vizsgálati lépést erőtani számítás követte.

Nem részletezem tovább e helyen. Nem kétséges, hogy a tartószerkezet vizsgálata és a szükséges intézkedésekre tett javaslatok megtétele a vasbetonpatológia nagy iskolája volt.

6.6.4. Bauxitbeton szerkezetek sokasága, általános tapasztalatok

A hatóságok elrendelték a hazai vasbeton tartószerkezetek egyszerű átvizsgálását – akár csak a szín alapján -, s ahol bauxitbeton fordul elő, először gyors vizsgálatot kell végezni. Ennek eredménye utalt a szerkezet többé vagy kevésbé kockázatos használatára, esetleges azonnali beavatkozás vagy részletes vizsgálat szükségességére.

Igen nagy számú, különféle rendeltetésű épület részletes vizsgálatát végezte el néhány erre felkészült intézet. Mondhatnám rengeteg ilyen vizsgálat volt tanszékünk feladata, és igen soknak én voltam a felelőse.

E helyen sok részletről nem szólhatok. Több tanulmány jelent meg a kérdésről. Általános tapasztalatok a következőkben foglalhatók össze: A bauxitbeton szilárdságának jellegzetes csökkenése két-három évtized alatt zajlik le. A csökkenés mértéke számos tényezőtől függ. Ezek közül a legjelentősebbek: A hőmérsékleti viszonyok a beton szilárdulásakor (beleértve a hidratációs hő és a külső meteorológiai viszonyok hatása, ezzel összefüggően a szerkezeti elem mérete, a nedvesség és a hőmérséklet a szerkezet használata során, vegyi hatások, stb.

6.6.5. Két szerkezetvizsgálat tanulsága

Sok más épület mellett két jelentős vázas épület vizsgálatát végeztem. Az egyik középület, amit berendezése folytán védett műszaki emlékek nyilvánítottak. A másik lakóépület, amelynek kultúrtörténeti jelentősége van.

A bauxitbeton gyorsvizsgálata alapján a tartószerkezet állapota miatt az épületeket fokozottan veszélyesnek nyilvánították. Az épületek lebontásának esetleges szükségessége is felmerült.

A gyorsvizsgálat végzői - mint utóbb megállapítottam – nem jártak el helytelenül. Mindkét épületnek volt igen gyenge pontja, és szinte véletlenül éppen arra tapintottak rá. Én abból indultam ki, hogy nem vállalhatom a felelősséget kritikátlanul a lehetséges súlyos kárért, talán tragédiáért. Azt se vállaltam volna, hogy értékes, jelentős épületet igen alapos vizsgálat hiányában le kelljen bontani, vagy akár erre rá nem szoruló elemeit is meg kelljen erősíteni fölösleges vagy akár túlzó aggodalom miatt a közintézményt ill. a lakókat zaklatni.

Célravezetőnek három lépést láttam: Részletes számítással meghatározni a szerkezet minden elemének igénybevételeit és minden elemre kiterjedő, roncsolásos ellenőrzéssel kiegészített roncsolásmentes szilárdsági vizsgálatot végezni, ennek alapján meghatározni az egyes elemek ellenállását. Ily módon meg lehetett jelölni azokat az elemeket, amelyek erősítésre szorultak. Főként oszlopok, lemez sehol sem. Ez az eljárás, az épületek ily módon való megmentése előnyösnek bizonyult.

6.7. A vizsgálatok optimális száma és kiterjesztése a szerkezetben

Egy tanulmány igénye a bauxitbeton szerkezetek problematikája, - főként a 6.6.5. pontban említett vizsgálatok - révén merült fel. Megállapításai más hasonló szerkezetek esetén is alkalmazhatók.

A kidolgozott eljárás foglalkozik a helyszíni ill. laboratóriumi vizsgálatok optimális számával. A vizsgálati eredmények szórását figyelembe vevő tényező oly módon módosul a vizsgálatra fordított munka (lényegében a mérések száma) függvényében, hogy egy határon túl már nem fokozza a kimutatható teherbírási növekedését. (Megjegyzem azonban, hogy jelentős szerkezet próbaterhelése elektronikus műszerek alkalmazásával végzett vizsgálatokor Fáy Péterrel kimutattuk, hogy mérések igen nagy számú automatikus ismétlése növelheti a megbízhatóságot.)

A másik szempont a vasbeton-szilárdságtan alapjait érinti. Hajlított szerkezeti elemek esetén tudvalevő, hogy nem túlvastalt tartó esetén a nyomatóki teherbírás nem növekszik arányosan a beton nyomószilárdságával, ezért rendszerint fölösleges ennek értékét túlzott megbízhatósággal vizsgálni. Más a helyzet a nyomott elemek, így főként oszlopok esetén, minthogy ott az axiális teherbírás közel egyenesen aránylik a beton nyomószilárdságával.

Mindezt szemléltetik a tanulmány diagramjai.

Természetesen más a helyzet feszített vasbeton tartóknál, amelyeknél a teljes vagy csaknem teljes keresztmetszet részt vesz a hajlítási teherbírásban.

6.8. További vasbetonépítési károk

6.8.1. Szigetelési hibák

Folyami híd rekonstrukciója előtt volt feladatomban az acélszerkezeten nyugvó vasbeton pályatartók vizsgálata. A vizsgáló járdáról a vasbeton bordás lemezt alulról jól meg lehetett

figyeln. Az acélszerkezetre felfekvő bordák olyan korróziós károkat szenvedtek, hogy a vasbeton szerkezet számos helyen nem feküdt fel az acél keresztartókra. Ha egy-egy nehéz jármű haladt a keresztartó felett, az szinte odacsapta a vasbeton pályát az acélszerkezethez. A lemez betonfedése sok helyen levált, a korróziós károkat szenvedett vasbetétek kilátszottak. Nyilvánvaló volt, hogy a korróziós károk miatt a javítás nem jöhetett szóba, csak új pályaszerkezet létesítése. A pálya akkor épült, amikor a pálya sózása még nem terjedt el annyira, mint a későbbiekben, hatásos pályaszigetelés nem volt.

Egy közintézmény eredetileg más célra tervezett épületének egy nagy kiterjedésű vasbeton födémén agresszív anyagokkal is dolgozó laboratóriumot létesítettek. Két évtizednyi használat után a födém alatti szinten súlyos, átázást mutató károk jelentkeztek. A betonfedés sok helyen levált, korrodeált vasbetétek látszottak ki. Felmérés utáni számítással kimutattuk, hogy a födém teherbírása javítás után még megfelelő. Megállapítottam, hogy a kár abból származott, hogy a funkció megváltoztatásakor nem alkalmaztak kellő szigetelést. A födém javításának csak annak feltételével láttam értelmét, hogy a szigetelést pótolják.

Egy iparvállalat technológiai rendszeréhez tartozott egy vasbeton födémén elhelyezett, kis folyadékmagasságú, nagy alapterületű tartály. A folyadékot gyakran cserélték, azonban az időnként tartalmazott betont károsító szulfátokat. A jelenség, a megállapításom és javaslatom lényegében megegyezett az előbbivel.

Gyakorlati munkám során még több hasonló esettel találkoztam, így pl. egy nagy élelmiszeripari gyárnál.

Általános megjegyzés: A beton és betonacél korrózióját előíró agresszív anyag szigetelés hiányában nagy felületen tönkretetheti a betonfedést, ezt követi a betonacél korróziójának előrehaladása, ami a szerkezet megelőzés hiányában nagyarányú tönkremeneteléhez vezethet.

Tulajdonképpen e kategóriába tartoznak a 6.2.1.1. és a 6.3.1.3. pont esetei.

6.8.2. Ütőteher, sokszor ismételt teher és más dinamikus hatások

Egy feszített vasbeton vezetéktartó oszlop felállítása közben, a munkagödörbe helyezéskor kidőlt és eltört. A dinamikai ellenőrző számítás során a következőket állapítottam meg: Az oszlop az alapgödörben úgy fordult el, hogy alsó felületénél szinte csuklósan ágyazódott a talajba. Ideiglenes megtámasztás hiányában, amikor a daru – még a talaj-visszatöltés és tömörítés, esetleges betonba ágyazás előtt – elengedte. Az oszlop a munkagödör peremének ütközött. A talajmechanikai viszonyok olyanok voltak, hogy a kidőlés következtében a tervezett legnagyobb nyomaték helyén a számított törőnyomatéknál nagyobb nyomaték lépett fel. Szerencsére a baleset személyi sérüléssel nem járt. A gyári készítésű oszlop a szabványoknak megfelelt, a hiba egyértelműen a beemelés és rögzítés hiányossága következtében fellépő ütőteherből eredt.

Egy nagyüzem csarnokának darupálya tartóját vasbetonból készítették. A csarnok funkciója az eredeti gyártástechnológiai tervei szerint nagy terhek időszakos mozgását szolgálta. A technológiai rendszer változása folytán a darut valamivel kisebb, de sűrűn előforduló terhek mozgására használták. A darupályatartónak kisebb-nagyobb egyenetlenségi hibái voltak, ezeket a viszonylag gyenge darusín se kompenzálta. A folytatólagos vasbeton tartó se a sokszor ismételt, változó előjelű igénybevételeket, se az egyenetlenségek miatti ütőterhet nem viselte károsodás nélkül. A javítás költséges lett volna, és nem ígért tökéletes megoldást. A darupályatartót acélszerkezetűre cserélték.

Egy nagyüzem raktárépülete vázas vasbeton szerkezetű volt. Nehéz elemek mozgását targoncák végezték a födémeken. Egy targonca valamelyik oszlopnak ütközött, amely kb. az

ítés magasságában nyírási törést szenvedett. A vasbeton szerkezetek jó tulajdonságát mutatta, hogy noha az oszlop megrogyant, „leült”, a fölötte levő födém durván lehajlott, de a szerkezet nem omlott össze, sőt ügyes megoldással javítható volt. Számításaim szerint költséges lett volna az oszlopokat a számításba vehető üttöteherre tervezni. Hiba volt azonban, hogy a targoncák mozgásterületén az oszlopok köré nem építettek biztonságos korlátot vagy kerékvetőt.

6.8.3. Időben lejátszódó hatások figyelmen kívül hagyása

Egy hosszú, keskeny vízépítési műtárgy fenéklemezét elkészítették, és viszonylag hosszú idő után, amikor a fenéklemez betonjának zsugorodása gyakorlatilag már lejátszódott, zsaluzták és betonozták az oldalfalakat. Az akadályozott zsugorodás miatt az oldalfalak az illesztő átmenő vasbetétek mentén felrepedtek. A kárt két módon is el lehetett volna kerülni. Az egyik a fenéklemez és az oldalfalak építésének megfelelő ütemezése, jó utókezelés lett volna, a másik esetleg a mozgásokat megfelelően követő szigetelés lett volna.

6.8.4. Tervezési-építéstechnológiai hiba

Sokszintes lakóépület üreges feszített vasbeton födemelemekkel készült. A lakások fűtését eredetileg központi vagy távfűtéssel kívánták megoldani. Ismeretlen okból áttértek az egyedi fűtésre, ezért kéményeket kellett létesíteni. A helyi építésvezető úgy akarta megoldani a feladatot, hogy pneumatikus véséssel és vágótárcsával átvágta a födémeket. Ezáltal a feszítőacélok működését is megszüntette az adott helyeken. A tervező még a padlóburkolatok és aljzataik készítése előtt értesült a hibáról, és hozzánk fordult segítségért. Számítással megállapítottam, hogy a megzavart környezetben létesített aljzatbeton szilárdságának nagyobbra választásával és az aljzat vasalásával a teherbírás sérülése orvosolható. A módszer alkalmasságát próbatelheléssel ellenőriztük.

Műemléki épületre új kupola került. A hatóságnak merült fel a gyanúja, hogy a kupola talpánál fellépő vízszintes erőket az alátámasztó szerkezet nem tudja felvenni. A számítás az aggodalmat alátámasztotta. Vasbeton talpgyűrű beépítése nyújtotta a megoldást.

Hosszú, nagy magasságban futó csővezeték alátámasztását előregyártott vasbeton gerendaelemekkel oldották meg. Építés közben derült ki, hogy a gerendák teherbírása sok nyílásban nem megfelelő. Számítással igazolni tudtam, hogy a gerendák többtámaszúsítása megoldja a problémát. Gondot okozott azonban, hogy a gerendák hosszvasalása és a nyírási vasalás is megfelelő lett volna, de a többtámaszúsítás a vasalások egyenetlensége miatt bonyolult volt. Szerencsére hegeszthetők voltak a túlnyúló vasbetétek. A helyi művezető tölde tuskékkal és varratokkal megoldotta a feladatot.

6.8.5. Rövid konzolok

Egy nagyüzem gyártócsarnokában nagy teherbírású daru működött. Az acél darupályatartót rövid konzolok támasztották alá, amelyek megrepedtek. A nagy tágasságú repedések okai voltak: Csak függőleges, és nem elegendő kengyelek voltak a gyenge hosszvasbetétek mellett, ezen kívül voltak beton bedolgozási hiányosságok, helyenként nem kellő betonfedés. A javításra megfelelő külső vasalást terveztem. Ennek megvalósítása tartós megoldásnak bizonyult.

Egy másik nagyüzemi darupályatartó konzoljai is súlyos kárt szenvedtek. Az okok: Nem megfelelő alapozás miatti egyenlőtlen támaszüllyedés, emiatt hátrányos reakcióerő-növekedés lépett fel. Esetenkénti túlterhelés, sokszor ismétlődő teherre való méretezés

elmulasztása. Mindez közvetlen életveszélyt okozott. A támaszok alapozásának erősítésére egyszerű megoldás nem volt. A szerkezet erősítése mellett a mozgások rendszeres ellenőrzését írtuk elő.

6. 8. 6. Szerkesztési, ábrázolási hiba, tolerancia probléma.

Gyári csarnok nagynyílású főtartója egyik végén olyan mértékben lesüllyedt, hogy a tartót csak a befeszülés révén fellépő sűrűlódás tartotta meg. A hiba képe azt mutatta, hogy a tartó vége alul ék alakban letörött. Megvoltak a szerkezet részlettervei. Ezek vizsgálatkor azonnal feltűnt, hogy a tartóban nagy átmérőjű hossz vasbetéteket alkalmaztak. A tartóvégen a szokásos rajzolási módon a vasbetéteket törtvonallal jelölték be. A valóságban a betonacélokat a szerkesztési szabályok szerint ívesen vezették. A tartóvég alsó része vasalatlan maradt. A megoldás a tartóvég sajtóval való megemelése és külső kengyel alkalmazása volt. Ezt az erősítést természetesen a veszély elhárítására a többi tartóvégen is el kellett végezni. Személyi sérülés nem volt, noha nagy volt a veszély. Az erősítés költsége eltörpült a csarnokban üzemeltetett gépek értékéhez képest.

Nagy üzemi csarnok előregyártott oszlopokkal és főtartókkal épült. Az üzemeltetőnek feltűnt, hogy a gerendák helyenként nagyon kis hosszon fekszenek fel az oszlopféjekeken. A helyszíni vizsgálat során nyilvánvalóvá vált, hogy a tartók helyenként szinte csak a bütüs vég betonfedésén fekszenek fel. Itt is a szerencsének és a vasbeton jó tulajdonságainak lehetett köszönni, hogy nem volt baleset. A részletes felmérés kimutatta, hogy az elemek előregyártásakor a mérettoleranciákat nem tartották be, ezért helyenként halmozódtak a helyeknél fellépő hibák. Az erősítésre a szükséges helyeken acélszerkezetű rövid konzolokkal volt lehetőség.

6.8.7. A technológiai fegyelem és az ellenőrzés hiányossága

Nagyobb jelentőségű szerkezetre a 6.3.1.1. és a 6.3.1.2. pont mutat példát. További esetek:

Üzemi csarnok épült nagynyílású utófeszített vasbeton főtartóval. Az utófeszítési munkát – finoman szólva – elsiették a feszítőmesterek. A kábelüregek injektálását nem végezték el. A lehorgonyzások helyénél a tartóvéget „bepacsekolták”. Ez utóbbi művelet több nehézséget okozott, mint ha a lehorgonyzott kábelekkel nem tettek volna semmit. A hiányosságot a tervezői művezető fedezte fel. A javítás gondja az építő vállalat főmérnökére hárult. A javítást, az injektálás pótlását csak bonyolult, költséges munkával lehetett elvégezni. Egyes hangok szabotázst emlegettek. A valóság az volt, hogy a feszítést végző dolgozók valamilyen határidőre mindenképpen be akarták fejezni. A hiba az ellenőrzés és a mindenképpen szükséges jegyzőkönyvezés elmaradása okozta. Nem véletlen hogy vannak országok, ahol jogszabály írja elő, hogy utófeszítési munkát csak felelős mérnök jelenlétében szabad végezni.

Én, amikor a feszített vasbeton szerkezetek előnyeiről és hátrányairól beszéltem a hallgatóknak, hasonló esetekre gondolva a hátrányok között azt említettem meg, hogy „az ilyen szerkezeteket jól kell csinálni”. Ugyanis az esetleges hibák kijavítása sokkal bonyolultabb, mint más vasbeton szerkezetek esetén.

Egy nagyméretű egyszintes épület egyik homlokzatát teljes üvegfelületként tervezték. E homlokzaton a két oldalfal közötti kiváltást háromnyílású vasbeton gerenda képezte. A közbenső alátámasztások acélszerkezetű oszlopok voltak, amelyek egyúttal részei voltak az üvegfelületet keretező fémszerkezetnek. A vasbeton gerendát állványon, zsaluzatban betonozták be. Mint ez a múltban gyakran előfordult, az acélszerkezet helyszínre szállítása

késlett. A kellő szakképzettséggel nem rendelkező művezető nem ismerte fel (bár látta a vasalást a bebetonozás előtt), háromnyílású tartóról van szó, így azt sem, hogy az üvegfelület erősebb két oszlopa a vasbeton szerkezet közbelső támaszait képezte, és a vasbeton gerendát kiszaluzta, kiállványozta. A vasbeton quasi csodája, hogy a háromnyílásúra tervezett, vasalt tartó a tető terhe alatt csak kb. 36 perc múlva omlott össze. A kár tetemes volt, de személyi sérülés nem történt.

Ebben az esetben is a vállalat főmérnökét vonták felelősségre. A hiba az volt, hogy nem kellően képzett személyt bíztak meg a munka vezetésével, és elmulasztották az ellenőrzést.

7. EGYÉB KUTATÓ MUNKÁKRÓL RÖVIDEN

Az eddigiekben főként azokról a munkákról írtam, amelyek nagyobb lélegzetűek voltak, és önálló tevékenységem részét képezték, ill. bennük vezető szerepet töltöttem be.

A következőkben –teljesség nélkül - azokat a témákat említem, amelyek a vezetésem alatti aspiránsokkal, doktoranduszokkal, más munkatársakkal együttműködve végeztem.

A munkáknak csak a címét írom ide. A tanítványok, munkatársak nevét alább felsorolom. Számos munkánk eredményeit közösen írt cikkben tettük közzé, esetenként magyar vagy nemzetközi konferencián előadtam.

Az igen nagy számú munkák sorából azokat említem meg, amelyek kutatási jellegűek voltak.

*** Speciális betonok:**

- Könnyűbeton agloporit adalékanyaggal
- Zsugorodási és kúszási vizsgálatok
- Nagy folyami híd pályázati terve könnyűbeton alkalmazásával
- Nagyszilárdságú beton
- Helyzetfelmérő tanulmány
- Célszerű alkalmazhatóság elméleti vizsgálata

*** A teherelhelyezés hatása feszített vasbeton tartók hajlítási-nyírási teherbírására**

*** Feszített vasbeton tartók tervezése:**

- A szélső szálfeszültségek korlátozása alapján, a Magnel-féle eljárás továbbfejlesztése
- A teherbírás alapján végzett tervezés, a teherbírási vonal alkalmazása (a hazánkban Szalai Kálmán által nyomott elemekre bevezetett eljárás alkalmazása)

*** Ferde vasbeton lemezek erőtjátéka.**

*** Szálerősítésű anyagok:**

- Szálerősítésű műanyag
- az alapanyagok szilárdsági vizsgálata
- csatorna-béléselemek alakváltozása, teherbírása - Szálerősítésű betonok
- Fém-, üveg-, műanyagszálas anyagok
- Alkalmazásuk épület homlokzatokon

*** Fáradási vizsgálatok:**

- Sajtolt csőhüvelyes toldás vizsgálata fárasztó teherre
- Vasúti előfeszített vasbeton keresztaljak

*** Vasbeton és feszített vasbeton elemek vizsgálata szállításkor:**

- Postai kábelaknák és csatornák vasbeton elemei

- Előfeszített hídgerenda vizsgálata emelés és szállítás alkalmával
- * Vasbeton elemek vizsgálata rétegbevonatos fotoelasztikus módszerrel
- * Csúszószaluzatos eljárással épülő vasbeton szerkezetek:
 - A betonadagolás ütemének szerepe
 - A betonszilárdság változása a csúszási ütem mentén
 - A támrúd erőjátéka
- * Előfeszített vasbeton hídgerenda-típusok összehasonlító elemzése
- * Acélok újrahasznosítása
- * Vegyes (feszített és nem feszített betétes) vasbeton tartók erőjátéka (a 2.3.2. pontban említettek kivül)
- * Vasbeton tartók laterális stabilitása
- * Hidak terhei az EUROCODE szerint
- * A shear-lag hatás szekrényes tartókban
- * Szekrényes tartók számítása véges sáv módszerrel
- * Sokbordás híd modellkísérlete
- * Körgyűrű-lemez modellkísérlete
- * A modellhasonlóság alkalmazhatósága a vasbeton szilárdságtanban
- * Különbőféle szerkezetű lakóépületek sok paraméteres (köztük környezeti) összehasonlító elemzése
- * Vasbeton tartók vizsgálata összetett igénybevételre

A munkatársak:

Abu Zaid, A., Al-Dayani, K.A., Balázs L. György, Béres Attila, Bódi István, Borbás Lajos, Christoforou, Ch., Dalmy Dénes, Erdélyi László, Farkas András, Fáy Péter, Gábor Péter, Hernandez-Cruz, A.M., Kawarit, B., Klatsmányi Tibor, Kozák János, Magyar Béla, Marić, Z., Mezős Tamás, Ódor Péter, Orbán Zoltán, Pintyőke Gábor, Shakya, R.M., Strobl András, Szilágyi György, Szlivka József, Sztjepanyuk, V.K., Varga László, Windisch Andor

8. KÖRNYEZETBARÁT SZERKEZETEK

8. 1. Bevezetés

Az általános hidépítés témakörének oktatását azzal kezdtem, hogy ismerttem a hidakkal szemben támasztott főbb követelményeket. A 2000-es évek elején lettem figyelmes arra, hogy a szakirodalom mind többet foglalkozik az építményeknek a természeti és az ember által létrehozott környezettel való összhangja kérdéseivel. Tudomásomra jutott, hogy az IASS 18. sz. prágai székhelyű, L. Végh által vezetett munkacsoportja a természetbarát szerkezetekkel foglalkozik. Észrevettem, hogy e munkacsoport programjában a hidak nem kaptak helyet. Elkedtem a témával foglalkozni. Több mint tíz éven át kutattam a kérdést, és az eredményeket évenként a munkacsoport –néhányszor más szervezetek – kiadványaiban publikáltam. Összefoglaló tanulmány jelent meg a munkacsoport vezetője szerkesztésében kiadott könyv fejezetében. A szerzőtársak közül Farkas András munkáját emelem ki, aki a számos szempont szerinti optimalás módszerét és annak matematikai hátterét mutatta be, és részt vett a gyakorlati alkalmazásban is.

8. 2. A kutatott résztémák

8.2.1. Hidak környezeti kérdései

E helyen részletekre nem térek ki. A több mint 100 oldalnyi publikált anyag tárgyalt kérdései főként hidakra vonatkoztak. Az elemzett, esettanulmányokkal is illusztrált résztémák a következők voltak:

- Hidak létesítésének szerepe a közlekedésben, hatásuk az energia-felhasználásra, a környezetre káros hatások csökkentésére.
- A híd és az áthidalat akadály relatív helyzetének hatása a környezetet károsító hatásokra, gazdaságossági szempontok számításba vételével
- A híd szerkezeti magasságának és általában a felhajtás elrendezésének a hatása a veszített magasságra, az energiafelhasználásra, káros anyagok kibocsátására
- A hídszerkezet és a környezetet zavaró akusztikai hatások
- Hidak rekonstrukciójánál jelentkező káros anyagok (pl. minium) vízfolyásra gyakorolt káros hatásának elhárítása
- Hídfők, pillérek vízfolyásra gyakorolt hatásának optimalizálása
- A híd beillesztése a környezetbe (pl. ősgyep kímélése, a domborzati viszonyokhoz való alkalmazkodás, esztétikai megjelenés, stb.)

8.2.2. Különbőféle létesítmények vizsgálata, tervezési szempontjai a környezetre gyakorolt hatások figyelembe vételével

Az előbb említett elsődleges energiafelhasználás kérdése az anyagfelhasználással, mozdítással járó minden építmény létrehozásának szinte valamennyi kérdésével összefügg. A szerkezetek fő anyagainak (acél, cement, égetett anyagok, stb.) gyártásával jelentős energiafelhasználással és káros anyag kibocsátással jár. Ezért tervezéskor, építéskor az anyagok és anyagmennyiségek megválasztásakor fokozott figyelmet kell fordítani a környezeti hatásokra. Ez összhangban van a gazdasági megfontolásokkal is. Itt csak megjegyzem, hogy esettanulmányokkal próbáltam e problémára rámutatni (csak axiális igénybevétellel működő szerkezetek, feszített vasbeton, nagyszilárdságú beton, stb.)

Kimutattam, hogy feszítés révén a belső erőket az esztétikai megjelenés szempontjából is kedvezően tudjuk alakítani. Valamennyi szerkezet iránti tartóssági követelmények jól szolgálják a környezetbarátságot. Ezért van pl. jelentős szerepe a feszített vasbeton repedésmentességének, repedéskorlátozásának, a korróziós veszély elhárításának.

Foglalkoztam építőanyagok újrahasznosításával, nagyszilárdságú beton kedvező alkalmazhatóságával.

Esettanulmányt végeztem magasépítési létesítménynél is, amelynél az épületgépészeti körülmények is szerepet játszottak.

A tervezés összetett feladat, ezért a jövőben célszerű olyan módszert alkalmazni, amely a teherbírási, használati, funkcionális, gazdasági követelményekkel együtt a sokrétű környezeti tényezőket is számításba veszi. Erre törekedtem a környezetbarát szerkezetek fejlesztését szolgáló kutatások során.

8.3. Összefoglalás

Mint jeleztem, e helyen nem lehetett akár vázlatosan kifejteni az építmények környezetbarátság szempontjából való tervezésének konkrét módszereit, lépéseit. Az

informatika mai fejlettsége lehetővé teszi a létesítmények változatainak vázlatrteri szinten való összehasonlító elemzését, a környezeti szempontokat is mérlegelő optimalizálását.

9. MÉRNÖKPEDAGÓGIA

9.1. Bevezetés, a kezdetek

Tulajdonképpen véletlen, hogy életem során fő tevékenységem az volt, amikor közeledtem egyetemi tanulmányaim befejezéséhez, volt egy hirtelen létszámemelés az egyetemeken. Akkor vezették be a kiscsoportos oktatást. Nekünk még nem csak a professzorok tartottak órákat – elméleti előadásokat – nagy teremben, akár két kar hallgatóit összeterelve. A gyakorlat abból állt, hogy – pl. matematikából vagy mechanikából – az adjunktus vagy egy tanárségéd egy ugyancsak nagy előadóterem tábláján példákat mutatott be. Az ismertetett tananyag elsajátítására hasonló teremben írtak velünk zárthelyi feladatokat. A tervezési tárgyak gyakorlatai is viszonylag nagy, rajzasztalokkal felszerelt termekben voltak. Ezekben mintegy fél vagy harmad évfolyamnyi hallgató foglalt helyet. A terembe bejött a tanszemélyzet két-három tagja. Az oktatók vagy leültek egy-egy asztalhoz, és sorunkat kivárva odamehettünk kérdéseinkkel, vagy – esetleg kötelezően – bemutathattuk feladatunk már elkészült részeit, vagy körbe sétáltak a teremben, és megálltak a véletlenszerűen kiválasztott asztaloknál, és segítettek munkájukban a hallgatókat. Az oktatók néha láttamozták a feladatokat, és azokat a félév végén ők vették be.

Az említett időszakban nyáron a nagy rajztermeket gyors kőműves munkával 20~30 asztalt befogadó termeket alakítottak ki, és ilyeneket létesítettek nagy számban az akkor épült új épületek egy részén is.

A kis csoportos oktatás bevezetése révén hirtelen megnőtt az oktatók szükséges létszáma. Visszaemlékezve elmondhatom, hogy csupán az évfolyamunkból több mint 12 éppen végző kollegát jelöltek meg, hogy legyenek a kar tanszékein főállású gyakornokok (akkor egésznapos demonstrátornak hívták az állást), és azonnal bekapcsolódtunk az oktató munkába. Néhány hónap múlva neveztek ki tanárségédé.

Én az I. sz. Hídépítéstani tanszékre kerültem Korányi Imre professzor tanszékére. (Jáky József professzor nagyon hívott, hogy menjek az irányítása alatti tanszékre (ma Geotechnika tanszék), minthogy korábban jártam az ő szemináriumára, és dolgoztam nála demonstrátorként). Akkorra azonban a minisztérium a rektorral, Mihailich Győző professzorral egyetértve mindent eldöntött. Én nem bántam, mert a szerkezetépítés jobban vonzott, mint a talajmechanika vagy a vasútépítés.

9.2. Az oktatóvá válás, megérkezés a vasbetonhoz

Külön történet, hogy miként kerültem nem hosszú idő múltán a vasbeton szerkezetekkel és építőanyagokkal foglalkozó II. sz. Hídépítéstani tanszékre.

Az egyetemen egyszerre voltam mérnök és pedagógus. Az előbbire volt már képzettségem, a tanításra nem. Némi öniróniával sokszor mondtam, hogy „képesítés nélküli pedagógus” vagyok. Ezen nem változtatott, hogy automatikusan a pedagógusok szakszervezetének tagjai voltak az oktatók.

A tanítás nem volt idegen számomra. Gimnazista koromban külön-külön négy diáknak voltam a „házi tanítója” matematikából és latinból. Sikerral érettségiztek.

Más volt kiállni akár egy tanulókör elé, és pl. Tartók statikájából példákat ismertetni krétával írni-rajzolni a táblára. A legelső időszakban többen kaptunk külön feladatot a kar dékánjától,

Szilágyi Gyula professzortól. Az egyetem sok hallgatója nem fejezte be tanulmányait valamilyen okból, pl. az egyetem nyugati kitelepítése, hadifogság. Egyes tárgyak hallgatását befejezték, de a vizsgájuk hiányzott. A Tartók statikája nehéz tantárgy volt. Vizsgaelőkészítő tanfolyamokat tartottam nagy létszámú hallgatói csoportoknak. Ez volt a valódi oktatói tűzkeresztség, amin átestem. Tanítványaim sikerrel eleget tettek a professzornál a komoly követelményeknek (néhányan „második nekifutásra”).

Az oktató munkát hamar megszerettem. Különös kegy volt sorsomtól, hogy első tanítványaim között olyan kiváló emberek voltak, mint Csellár Ödön, Éliás Egon, Szerémi László, Hunyadi Ferenc és Roller Béla. Rájöttem a jó pedagógiai munka lényegére: Szeretni kell a tanítványokat és az oktatott tudományt. A továbbiak részletkérdések: Készülni kell minden órára, ha sokadszor is ugyanaz a tartalma, rendezetten kell felépíteni az órát stb.

Amikor a II. sz. Hídépítéstani tanszékre kerültem, nem éreztem hátrányát az időszakos kimaradásnak és a témaváltásnak, különösen, mert a kutató munka mellett csak nagyon kis óraszámmal kellett oktatnom. Amikor oktatói státuszba kerültem hirtelen megnöttek a feladataim. Laboratóriumi gyakorlatokat is vezettem, ezekre szívesen készültem a rajztermi oktatás mellett. Rövid idő múlva kaptam a feladatot, hogy oktassam a vasbetonépítést a levelező és az esti tagozaton. Ez különleges kihívás volt. Elő kellett adni az elméleti anyagot, és el kellett végeztetni a gyakorlati feladatokat, felkészültségüket, igyekezetüket, korukat tekintve sokszínű hallgatóság számára. Meghatott, hogy fiatalon „indexbe került a nevem”. A terhek nem voltak csekélyek, volt, hogy heti 20-nál több órában tanítottam.

Személyi változás volt a vezetésben. Palotás professzor felújította az összes tantárgy anyagát, s én végighallgattam – és jegyeztem – az összes előadást. Ez a továbbiakban „teljesen kiment a divatból”. Számomra talán ez volt azonban az előzménye annak, hogy kilenc éves mérnökként nappali tagozatos évfolyam elé katedrára kerültem, Palotás professzor fél éves külföldi vendégprofesszori munkája idején.

Nem folytatom részletesen tovább pedagógiai tevékenységem leírását. Az új Vasbetonszerkezetek tanszéke vezetője Bölskei Elemér professzor volt. Sajnos nagyon hamar romlani kezdett az egészsége. Erős kézzel vezette a tanszéket, de a közvetlen oktatási feladatokat a munkatársakra bízta. Majdnem valamennyi tárgy oktatása a feladatom volt, (L. a mellékelt honlapot). Szinte önálló új tárgyként vezettem be a feszített vasbeton szerkezeteket.

Rengeteget vizsgáztattam, államvizsga-bizottságokban változó helyeket foglaltam el, hosszú ideig voltam elnök. Nehéz mindezeknek a feladatoknak a pedagógiai háttérét megfogalmazni. Inkább áttérek néhány konkrét részletre.

9.3. Mérnökpedagógiai gondolatok, munkák

Tartószervezeti tárgyak oktatásában szükségesnek láttam az alapok, források ismertetését. Így készítettem tanulmányt a vasbeton és feszített vasbeton létrejöttének körülményeiről, az ellentmondások által inspirált fejlődésről, az új anyagok, eljárások által nyújtott lehetőségekről. Fontosnak tartottam a nemzetközi és hazai eredmények bemutatását, ezzel az érdeklődés felkeltését. Támaszkodtam az előtanulmányokra, matematikai, mechanikai alapokra, az építőanyagok ismeretére. Ismertettem a szerkezet működésmódjának elvét. Felsorakoztattam megvalósított példákat, a lehetőség szerint szerveztem tanulmányi kirándulást, üzemlátogatást.

9.4. A nemzetközi pedagógiai munka

A BME Mérnöktovbábképző Intézete szoros kapcsolatot létesített a Nemzetközi Mérnökpedagógiai Egyesülettel (IGIP). Felhívást kaptunk az egyesület rendszeresen tartott konferenciáira. Ezekre készítettem Fejős Csabával, Pinyóke Gáborral és Zvonimir Marić-csal végzett kutatások alapján tanulmányokat.

a) Az oktatás célszerű struktúrájának elérésére szolgáló kutatás volt a moduláris rendszer felépítése a tartószerkezeti oktatás elméleti és gyakorlati foglalkozásaiban. A tanulmány mátrix formában felépíti az oktatás két fázisának célszerű összehangolását.

b) A szerkezetépítő mérnökök oktatásában nagy szerepe van a tervezési feladatoknak. Fontos, hogy az előadások megfelelően előkészítsék a tervezési munkát. Az előadás ne korlátozódjék az igénybevételek meghatározásának és a méretezésnek az elméletére. Konstruktív készséget, sőt elveket is nehéz katedréről oktatni. Lehet értelme a szempontok (teherbírás, funkció, gazdaságosság, esztétikai megjelenés, környezetbarátság, stb.) elvi ismertetésének. Jó példák bemutatásának sok esetben lehet értelme. Az előadás- párhuzamos gyakorlat (nem laboratóriumra, hanem rajztermi gyakorlatra gondoltam) rendszerének egyik hátránya: Kényszerű helyzet, hogy a hallgató kész vázlatotvet kap a feladat kiadásakor, vagy legalább közlik vele, hogy milyen szerkezetet kell terveznie. Szerencsésebb lenne az a megoldás, hogy a tervezési feladat a téma elméleti oktatását követő félévben végezze el az előadott tananyaghoz kapcsolódó tervezési munkát. Amikor a szerkezetépítő mérnöki szakon belül volt mélyépítő és magasépítő ágazat, ezt megvalósítottuk. Természetesen ennek a rendszernek is voltak nehézségei. Az elméleti oktatáshoz kapcsolódóan van értelme kisebb feladatoknak. Ebben az esetben a gyakorlatvezető jobban hangsúlyozhatja a több szempontból kedvező vázlatotvet kidolgozásának fontosságát és útját. A hallgató az adott szisztémában a diplomatervezési feladatokhoz találkozik először az önálló tervezés problémáival és örömeivel. Nem kétséges, hogy az ellentmondások feloldása nehéz. Érdemes tanulmányozni a nemzetközi gyakorlatot. Van a világon olyan egyetem, amelyen a hallgató nem tervez szerkezetet, csak szerkezeti elemet, a komplex tervezés megismerését a mérnöki gyakorlatra bizza. Van más rendszer is, amelyben a hallgató egy létesítmény megtervezését kapja feladatul, s az a jelszó, hogy „oldd meg, ahogy tudod”. Persze a jó oktatási intézményben megkapja a segítséget az irányító oktatótól. Érdemes az optimumot keresni. Természetesen a kérdés érinti az oktatás teljes strukturáját. Figyelembe kell venni a CAD eljárások fejlődését, mindehhez igazítani a pedagógiai elveket és módszereket.

c) Egy felmérésünk szolgálta az oktatás eredményességének értékelését. Az eredmény érdekes volt, de nem meglepő. Abból a tantárgyból, tantárgyrészből maradt meg a legtöbb a hallgató (volt hallgató) tudatában, amiből volt tervezési feladat. Ezt követte az, amiből voltak zárthelyi feladatok, és volt vizsga. Amiből csak vizsga volt, abból csupán fozslányok éltek a megkérdezettek emlékezetében, sőt így volt az egyszerűen aláírással záródó tárgy esetében is. Természetesen szerepet játszott a hallgató motiváltsága, speciális érdeklődése. A tantárgyak heti óraszámát nem játszott átütő szerepet. Az eredmények értékelése vagy újabb hasonló felmérések végzése hasznos lehet új tantervek készítésekor. Egy további mérnökpedagógiai érdekesség: Minden bántó szándék nélkül feltettünk olyan kérdéseket, amelyeket az egyes tanszékek úgy aposztrofáltak, hogy „aki erre nem tud választ adni, nem lehet mérnök, ezért nem kaphat elégséges érdemjegyet.” Tanulmányaik idején a hallgatók ezeket a kérdéseket nevezték „halálos kérdéseknek”. Az erre kitérő felmérés sok ellentmondás miatt statisztikailag nem volt értékelhető, de hasznos és érdekes volt.

d) Az idegen nyelvű oktatás igényeinek és módszereinek vizsgálata - a plauzibilitás ellenére - is értékes eredményekre vezetett. A vizsgálatok során sok szempont merült fel, főként a

hallgatóság földrajzi-társadalmi hovatartozása szerint: Kelet-Nyugat, Észak-Dél, iparilag fejlett és fejletlen országok, nyersanyagokban gazdag- nem gazdag országok, a hallgatók előképzettsége közepes, esetleg gyenge, stb.

Mint hogy a hallgatóság összetétele általában vegyes, sőt évről évre változó, nehéz tartós egységes oktatási tervet készíteni. Az alaptárgyak tanterve lehet egységesebb. A szaktárgyakra célszerű fokozottabb figyelmet fordítani. A nemzetközi szabványok lényeges pontjait érdemes megemlíteni. Fontos azonban, hogy a hallgatók tudjanak az előírások lényegéről. Példaként helyes jó magyar építményeket bemutatni, azonban az irányadó nemzetközi ismertségű szerkezetek közül a legjelentősebbekre érdemes felhívni a figyelmet.

Ismerettni kell a világban használatos mértékegységeket, a legfőbb átszámításokat, a nemzetközi és legfontosabb nemzeti szabványokat, ezek létezését.

10. VASBETON-TÖRTÉNELEM ÉS KAPCSOLATOK

10.1. Bevezetés

Nem gondolhattam soha arra, hogy ahhoz hasonló műszaki történelmi munkát végezzek, mint amilyennel Mihailich Győző és Haviár Győző, Gáll Imre, Tóth Ernő és Hajós Bence, Jancsó Árpád és más mérnökök áldozatos munkával átmentették hazánk mérnöki alkotásainak emlékét az utókornak. Ilyen jellegű munkával alapjában több célra törekedtem.

10.2. Az itthoni szakmai köröknek szánt munkák

A hazai szakmai közösségnek, ennek keretében a tanuló ifjúságnak kívántam képet alkotni építőiparunk múltjáról, eredményeiről, gondjairól. Meg kívántam fogalmazni az építés helyét és szerepét a társadalomban. Elemeztem a fejlődés szükségességét és lehetőségeit. Igyekeztem írásban, szóban megemlékezni hazánk néhány kiemelkedő alkotó egyéniségéről és a mindennapos építőmunka számos hősről. Magyar kollegáinknak írásban-szóban beszámoltam a nemzetközi rendezvények számunkra érdekes momentumairól.

Az egyetemi hallgatókkal, a mérnöki munkát végző sok kollegával, érdeklődő laikusokkal folytatott beszélgetések során meggyőződtem arról, hogy a magyar építőipar, építéstudomány eredményei nem eléggé ismertek. Elsősorban ez késztetett arra, hogy kiváló mérnökeinknek, eredményeiknek megpróbáljak emléket állítani. Ennek keretében szándékoztam beszámolni a magyar szakemberek nemzetközi szervezetekben végzett tevékenységéről, nemzetközi szakmai szervezetek magyar tagozatai munkájáról.

10.3. Külföldi szakmai közösségekkel összefüggő tevékenység

A hozzánk érkező külföldi szakemberek és hazai érdeklődők számára ankétokat szerveztem, és írásban, előadásban számoltam be eredményeinkről. Így pl., még kevésbé a rendszerváltozás előtt járt nálunk a People Citizens Ambassador Program (USA) delegációja, szakmai ankétot és munkahely-látogatást szerveztem. Egy kiadvány – benne a magyar hidépítés történetéről szóló cikkem – és előadás-sorozat volt része az amerikai-magyar hídmérnöki konferenciának. Fogadtam külföldi neves személyiségeket, akiknek előadását megszerveztem, és előadtam magyar nyelven, (így pl., K.V. Mihajlov Moszkvából, S. Šram Zágrábról - „magyar hangja” voltam. Számukra szerveztem létesítmény- és munkahely-látogatást. Fogadtam, és kísértem hazai létesítményekhez delegációt Japánból, Lengyelországból, stb. Neves professzorok fogadása és programjuk segítése volt feladatomban:

H. Lambotte (Gent), V.A. Rosszijszkij (Harkov), M. Lorentsen (Stockholm), J. Trokan (Pozsony), T. P. Tassios (Athén), C. Avram (Temesvár), R. Agent (Bukarest) G. Gocsev (Szófia), R. N. Bruce (New Orleans), Liu Xila (Peking), Ding Dajun (Nanking), O.P. Kvirikadze (Tbiliszi), N.H. Arutunjan (Jereván) és mások. Külön kell említenem a Helsinki Műszaki Egyetem professzora, Aarne Jutila nevét. Kezdeményeztem a vele folytatott szakmai együttműködést. Ő kiténtetett az egyetemünk és sok magyar szakember iránti figyelmével. Hazájában több konferencián vettem részt, voltam finn doktorandusz opponense, együtt dolgoztam finn kollegákkal nemzetközi szervezetekben. Jutila professzor vállalta magyar szakemberek tudományos vezetését, társszerzői tevékenységet. Gyakran járt hazánkban, publikált nálunk megjelent kiadványokban. Egyetemünk méltán ruházta fel a tiszteletbeli doktori címmel.

Szerveztem, irányítottam tartósan nálunk dolgozó szakemberek és diákcseré révén hosszabb-rövidebb ideig nálunk tartózkodó külföldi egyetemi hallgatók programját.

Úgy éreztem, hogy kötelességünk megragadni az alkalmat, hogy nemzetközi szakmai szervezetek rendezvényein ismertessem a magyar építéstudomány és ipar eredményeit. Számos kongresszus „kiemelkedő szerkezetek” ülésén voltam a magyar nemzeti beszámoló előadója. Más alkalmakkor, számos országban illusztráltam előadásokon a magyar vasbetonépítés alkotásait.

10.4. Közvetlen környezetünkkel ápolat kapcsolatok

Ha tehettem, ápoltam a kapcsolatokat közvetlen környezetünkkel. Tartottam előadásokat Pozsonyban, Kassán és a Csorba-tónál. Igyekeztem kapcsolatot tartani a többi szomszédunkkal. Volt előadásom Kolozsváron, Temesváron, (Csíksomlyóról külön írok), a Kárpátokon túli Romániában, Bukarestben, Jászvásáron (Iași), Bécsben, Újvidéken, Zágrábban és más horvát városokban, Lembergben (Lviv).

Legalább is számomra a legjelentősebb, hogy tízszer fordultam meg Csíksomlyón, ebből kilenc alkalommal az EMT építéstudományi konferenciáján. Nem csupán ott igyekeztem előadásokkal, tanácskozásokkal építeni a kapcsolatokat, de ezekről több alkalommal számoltam be a *fib* MT folyóiratában. Megható volt, hogy az EMT-től magyar-magyar elismerést kaptam.

10.5. Kapcsolatok a „Concrete Structures” vezércikkeiben és más területeken

2002-ben támadt az a gondolatom, hogy a Balázs L. György által alapított angol nyelvű folyóiratunk hasábjait alapvető célján, az új hazai eredmények világnyelven való közzétételén túl a nemzetközi általános és szakmai kapcsolatok ápolására is hasznosítsuk. Az ő egyetértése mellett személyes részvételével is támogatta ezt a törekvést. Egy-egy közlemény a folyóirat szám vezércikkeként a *fib* tárgyevi nemzetközi rendezvényéhez kapcsolódott. Az első ilyen alkalom a Japánban tartott kongresszus volt, akkor csak a magyar vasbetonépítésről írtam. Ezt követően a vezércikkek szélesebb visszatekintéssel foglalkoztak. Egy-egy cikk a rendezvényt fogadó ország (vagy város) és hazánk kapcsolatairól szólt. A fő témakörök voltak: történelem, kultúra, tudomány, művészet, sport, technika, építőipar – főként vasbeton. Kilenc ilyen cikk jelent meg 2014-ig. A szóban forgó országok Olaszország, Horvátország, Hollandia, Egyesült Királyság, USA, Csehország, Svédország, Izrael, India voltak. Ebben az évben (2015) az egészségem már nem tette lehetővé a vezércikk írását. A feladat jó kezekbe került. Madaras Gábor és szerzőtársa vette át a „stafétabotot” a dán kapcsolatok feldolgozásával. E cikkeknek jó visszhangja volt mind az esedékes rendezvény házigazdái, mind más *fib* tagországok mérnökei részéről. A kedvező kapcsolatok ismertetésére

törekedtem, nem utolsó sorban, annak bemutatására, hogy mit tettek magyarok az adott partner-ország, és egyben az egész világ javára.

10.6. Még néhány gondolat a kapcsolatokról

Főként a mi szervezetünk, de egyúttal minden érdeklődő számára megírtam a FIP Magyar Tagozatának történetét a kezdetektől (1962) a CEB-bel való egyesülésig (1996). A Vasbetonépítés különszámaként megjelent kiadvány megmutatja, hogy a magyar mérnökök értékes munkát végeztek nemzetközi téren is.

Jó kapcsolatot sikerült építeni külföldi kollegákkal és szakmai szervezetekkel. Ez egy időszakban nem volt egyszerű feladat. Az elért sikereket talán legjobban az 1992-ben Budapesten tartott FIP-szimpózium mutatta. A munka – integrálva a CEB magyar csoportjának eredményeivel - megalapozta a napjainkig virágzó **fib**=CEB+FIP hazai szervezetének sikereit. Ez az eredmény a 2005-ben Budapesten tartott **fib** szimpóziumon kívül sok más területen is megmutatkozik.

Magamról elmondhatom, hogy nagyon szívesen, örömmel foglalkoztam a magyar eredmények megőrzésével és terjesztésével. A vasbeton szakterületének művelése minden vonatkozásban hozzám közel állt volt.

A hazai vasbetonépítés és tudomány népszerűsítését mindenütt szívesen folytattam. Hiszem, hogy, hasznot hajtottam, amikor segítettem kollegáim, volt tanítványaim bekapcsolódását a nemzetközi szakmai életbe. Számos magyar kollega nemzetközi fórumon való részvételét, munkája publikációját segítettem. Mindennek sikereit már a sok munkát végző fiatalok aratták le mindannyiunk örömére.

Ahhoz, hogy én az itt leírt tevékenység folytatásakor jól éreztem magam, egy idézetet említek a FIP MT történetéről szóló írásomból: A nemzetközi szervezetek által szervezett rendezvényeken „jó volt magyarnak lenni”. Kívánom, hogy a fiatalabb mérnök-nemzedékek tagjai is mindig ezt érezzék.

10.7. Befejezés

Mérnöki, kutató és oktató munkám mellett sokat és szívesen dolgoztam magyar színekben nemzetközi szakmai szervezetekben, így a következőkben: IABSE, IASS, GAMM, UTAM, RILEM, Duna-hidak. Külön említem a beton-vasbeton témakör nemzetközi szervezeit: CEB+FIP=**fib**, CCC.

A magyar beton-közösség az 1960-as évektől kezdődően nagy utat járt be. Mind a kezdeményezésben, szakembereink közreműködésének elősegítésében, publikációk szerkesztésében, és főként fiatal kollegák bevonásával és segítségével igyekeztem hozzájárulni a magyar részvételhez. Ennek során rendszeresen beszámoltam folyóiratainkban, ankétokon a külföldön végzett munkáról és tapasztalatokról.

A „nemzetközi beton” nagy lendületet vett azáltal, hogy Balázs L. György kezdeményezésére a **fib** Magyar Tagozata önálló egyesületté alakult. Vele még a FIP, ill. CEB égisze alatt volt alkalmam együttműködni. Felkészültsége és határainkon túl is szerzett tapasztalatai, számos ötlete, kezdeményezése nyomán egyesületünk fejlődött és elismerésre tett szert. Az itthoni eredmények hozzájárultak a nemzetközi sikerekhez.

Nehéz kifejezni, hogy milyen nagy öröm töltött el, amikor 2010-ben hírül vettem, hogy Balázs L. György professzort a washingtoni kongresszus alkalmával a **fib** világszervezet

elnökkévé választották. Ez az ő érdemén és elért megbecsülésén túl értékes elismerés volt a magyar vasbetonépítés és tudomány iránt is.

Bízom abban, hogy a *fib* MT a továbbiakban is sikeresen folytatja értékes munkáját.

UTÓSZÓ

Kedves kollegák, barátaim, mindenki, aki e sorokat olvassa!

1. Köszönet és bevezetés

E helyen is köszönetet mondok Balázs L. Györgynek, Szlivka Józsefnek és Királyföldi Lajosnének, akik e kötet létrehozását kezdeményezték, és sokat tettek érte. Köszönöm mindazok fáradozását, akik írásukkal gazdagították e lapokat.

Amit a kezdeményezők felkérésére én írtam, kívánságuk szerint annak a munkának az ismertetése kívánt lenni, amit évtizedeken át végeztem.

Szerető családi környezetem biztatása nélkül ahhoz se lett volna bátorságom, hogy ebbe az írásba belefogjak. Sorsom legcsodálatosabb ajándékának, szereteteimnek a segítségét tartom, és amit ezért érzek, nem lehet szavakba foglalni.

E kötetben felidézett munkáimról írt tömörítés is elég hosszúra sikerült. Ezt összefoglalássá tovább sűríteni még nehezebb lenne. Ezért csak néhány záró gondolatot, emléket írok e helyen.

Amikor az a megtiszteltetés ért, hogy a *fib* Magyar Tagozata a Palotás László-díjjal tüntetett ki, egyesületünk folyóiratában megpróbáltam felsorolni a témákat, amelyeken jelentős részben a díj névadójának inspirációja alapján dolgoztam.

Hosszú időn át Bölcskei Elemér egyetemi tanár volt a főnököm. Tőle sok feladatot kaptam, és azt a lehetőséget, hogy érdeklődésem szerinti témákkal foglalkozzam. Orosz Árpád egyetemi tanár, jó barátom, tanszékvezetői idejére is sok szívesen vállalt feladatot oldottam meg, és szabadon választhattam más hasznos munkák között.

Egyesületi tevékenységem nagy részét bemutatja az a *fib* MT kiadvány, amit egyik jogelődünk, a FIP égisze alatt magyar szakemberek teljesítményéről írtam. A jelen kötetben is szerepelnek – a „rideg” szakmai-tudományos ismertetések mellett - emlékek és gondolatok. Ezekhez szándékozom csatlakozni ebben az utószóban.

2. Emlékezés, az elmúlt évtizedek

Írásomból talán kitűnik, hogy érzek nosztalgiát a vasbeton, a szakma és annak forrása, az egyetemünk iránt. Nehéz szerényen áttekinteni, hogy mi maradandó abból, amit átéltem.

2. 1. A szoborpark

Szeretném elkerülni a túlzásokat. Egyszerű arról szólni, ami a BME látogatóinak a szeme előtt van. Az egyetem K épülete körül létesített és fejlődő szoborparkra gondolok.

Az 1970-es években a K épület aulájában már nem volt több hely mellszobrok elhelyezésére. Egyetemünk története, nagyjaink emléke viszont szinte követeli, hogy ércebe öntve vagy márványba faragva megőrökítsük a múlt nagyságait. A Kar delegált abba a bizottságba, amely egyetemi szinten foglalkozott az emlékekkel. A szobrok ügyében két kérdésről volt szó. Az egyik az volt, hogy melyek egy-egy szobor állításának időkorlátjai. Erről az a döntés született,

hogy arra méltó személyeknek nem korábban, mint 25 évvel haláluk, vagy 100 évvel születésük után lehet szobrot állítani. A másik kérdésről, hogy hol folytatódjék a K épület aulájában meglevő sor, nem született döntés. Voltak javaslatok pl. az R épület kis aulája, amit én eleve alkalmatlannak tartottam, szerencsére a többséget meg tudtam győzni erről.

Közeledett Mihailich Győző születésének 100. évfordulója. Kezdtem szorgalmazni a méltó megemlékezést egy mellszoborral. Partnerre találtam László Péter szobrászművész, a Rajz és Formaismeretek tanszék oktatója személyében. Ő hajlandó volt megrendelés, anyagi háttér nélkül hozzáfogni fényképek és kortárs személyek segítségével a szobor megalkotásához. Sokat töprengtem az optimális hely megválasztásán. Javasoltam végül egy szoborpark létesítését a K épület körül. Máig se értem, ez miért ütközött nagy ellenállásba, főleg a műszaki-gazdasági főigazgatóság részéről.

László Péter már dolgozott a gipszmintán, amikor összehozott Szincsák József tanszéki kollégájával, aki egy terven kijelölte a létesítendő szobrok számára optimális pontokat a kertben. Akkor e tervre is elutasítás volt a válasz. Ezután személyesen fordultam az egyetem rektorához, Meisel Jánoshoz, aki megígérte, hogy támogatja a javaslatomat, konkrétan azt, hogy Mihailich Győző szobra legyen az első, amely a kertben elkészül. Pontosan nem tudom, hogy alakult, de megértem, hogy a második szobor Meisel János nagynevű elődjéé, Schafarzik Ferencé lett. A jég mindenestre megtört.

A Mihailich-szobrot némi késéssel ugyan, felavathattuk. Örömmre szolgált, hogy e szobortól nem messze karunk kezdeményezésére elkészült Zielinski Szilárd szobra, aki más érdemei mellett a hazai vasbetonépítés kiválósága volt.

Ahogy múlt az idő, sokasodtak a panteon szobrai. Jó érzés számomra, hogy az én tanáraink közül többek emlékét őrzi a szoborpark, Egerváry Jenő, Bardon Alfréd, Jáky József, Korányi Imre, Palotás László kapott már méltó helyet, és még Hazay István, aki nem tanított engem, de karunk dékánja, később rektor volt.

Még távol van az az idő, hogy a kertben a tervezett lehetséges helyek elfogynának. A többi kar nagyságai mellett érdemes lenne a mi karunk kiválóságainak emlékére gondolni. Most hirtelen, abc rendben három professzor nevét említem, akik nemzetközi síkon is elismerést nyertek: Halász Ottó, Kézdi Árpád és Széchy Károly.

2.2. Személyek, az utánpótlás

Egy intézmény, szakterülete működését és főként jövőjét elsősorban az ott dolgozó szakemberek tehetsége, munkaszeretete, emberi kvalitása határozza meg.

Rövid megszakításokkal igen sokáig az egyetemen töltött időm alatt soha nem voltam személyi ügyekben döntő helyzetben. Magam is csodálkozom azon, hogy ennek ellenére volt szerepem abban, hogy a tanszék vezetője kit hív meg, és kéri, hogy pályázzon egy-egy meghirdetett állásra, és igen sok esetben felsőbb vezetők is kérdezték tőlem, egyetértek-e a pályázat elfogadásával.

Igaz, elég jól ismertem a hallgatókat. Amikor nem voltam vezető oktató, és csak két-három tanulócsoporthoz hallgatóval és néhány diplomatervezővel voltam közvetlen kapcsolatban, ismertem szinte az egész évfolyamot, legalább is a szerkezetépítő mérnöki szakot. Elég gyakran fordultam meg a kari kollégiumban. Megjegyzem, hogy amikor egy egész szaknak tartottam előadást, talán kevesebb hallgatót ismertem közelebbről, legalább is év közben. Ahhoz lehetőség szerint ragaszkodtam, hogy szóbeli vizsgán csak én fogadjam a hallgatót. Volt rá példa, hogy tartottunk írásbeli vizsgát, és annak jó eredménye alapján megajánlottam vizsgajegyet. Ilyen esetben a szóbeli vizsga egy kézfogásból állt.

Mielőtt a fiatalabb korosztályra térnék ki, megemlítem, hogy amikor későbbi főnökeim pályáztak vezető oktatói állásra, noha igazán semmi felhatalmazásom nem volt akár vélemény-nyilvánításra, találtam alkalmat arra, hogy meghallgassák érveimet. Erről részleteiben nem kívánok írni. Volt valamilyen „hatodik érzékem” a fiatal kollegák képességeinek, jó tulajdonságainak megítélésére. Egyeseket onnan ismertem meg közelebbről, hogy a tanuló körömben voltak. Mások nyári gyakorlaton vezetésem alatt dolgoztak. Több hallgatót bevontam szerződéses munkákba. Ahogy ennek az írásnak 5. fejezetében példaként leírtam, voltak, akik általam kezdeményezett TDK-ban dolgoztak, vagy diákköri munkájuk bírálója voltak. Egyes pályázókat csupán bekísértem a főnökömhöz, és javasoltam a pályázatuk támogatását. (Mégjegyzem, volt, amikor ez nem járt eredménnyel.) Volt három fiatal munkatárs, akiknek lejárt a szerződése, és az illetékesek nem akarták az alkalmazásukat meghosszabbítani, és az én törekvésem, hogy megtartsuk őket, sikerrel járt. Az említettek közül többen vezető oktatók lettek, mások szerényebb beosztásban kiváló munkát végeztek. Ma majdnem mind megbecsült nyugdíjasok, de kezük nyomát a Hidak és Szerkezetek tanszék „vasbeton ága” ma is viseli.

2.2.3. Oktató munkám

Ami a saját munkámat illeti, arról az itt szereplő 44 oldal és a mellékelt honlap tanúskodik.

Az oktatásról röviden: A tanszékek szinte összes tantárgyának oktatásában részt vettem, ami legalább is egy ideig maradó volt: A III. évfolyam tervezési feladatait részben megújítottam. A vasbeton szerkezetek alapelemeiről és szilárdságtanáról Palotás László professzor előadásainak nyomán írt jegyzet megítélésem szerint megújította és szisztematizálta a tananyagot. Amikor az V. évfolyam előadójaként katedrára kerültem, a rövid idő alatt érzésem szerint magam profitáltam abból, hogy elmélyültem térbeli szerkezetek témakörében. Ezt a tapasztalatot jóval később az angol nyelvű oktatásban elevenítettem fel. Amikor a szerkezetépítő mérnöki szakon volt mély- és magasépítési ágazat, a IV. évfolyam első felét a feszített vasbeton szerkezetek és az általános hídépítés töltötte ki. A feszítés tananyagát szinte új stúdiumként dolgoztam ki és adtam elő. Az alapelvek, a speciális anyagok és a technológia után az elméletet és a tervezést oktattam. Ilyen felépítésű jegyzetet, majd könyvet írtam Bölskei Elemér társszerzőjeként. A híd- és magasépítési tervezési munkáról írt jegyzeteim társszerzői Dalmy Dénes, Klatsmányi Tibor ill. Windisch Andor voltak.

Még a régi, MM épületbeli laboratóriumban dolgoztunk, amikor megérett az igény a szerkezetvizsgálat oktatására. E munkánk, amelyben főként Ódor Péter, Erdélyi László és Varga László közreműködése jelentett segítséget, az 1970-es években felépült építőipari laboratórium nyújtott új nagy lehetőségeket.

Mindez megalapozta a későbbi, idegen nyelvű stúdiumokat. Az ott folyó oktatásban Királyföldi Lajosné tapasztalatai járultak hozzá az oktatás, a szerkezeti tervezés tanítása színvonalának emeléséhez.

Az oktató és kutató munkám e nem teljes bemutatása mellett számos egyetemi feladatomból. Ezek kulcsszavait is a mellékelt honlapon sorolom fel.

Ennyit tudtam elmondani az elmúlt 65 évről. A magyar nyelvű oktató munkában való részvételem 68 éves koromban, az idegen nyelvű kurzusokban 86 évesen fejeztem be tevékenységemet. A kutatómunka végzését dokumentáló utolsó szakcikkem 89. életévemben jelent meg.

Visszatekintve azt mondhatom, hogy az egyetemi munkát jó kollegiális emberi kapcsolatok között, munkaszerető, tanulni vágyó hallgatók körében tölthettem. Az útnak természetesen

voltak rögzös szakaszai is. Ezeken is végigjártam türelemmel, bizakodva, jó kollegák baráti gesztusaira építve.

3. Napjaink, a *fib* Magyar Tagozata

90. évem betöltéséhez közeledve többféle egészségi gondom eljuttatott oda, hogy a külső környezethez való kapcsolatomat a telefon, az e-mail és főként a családom segítsége nyújtja. A tágabb szakmai világhoz való kötődést a Mérnök Újság, a szűkebbet egyesületünk két folyóirata nyújtja (vagy erős nagyító, vagy a környezetem tagjainak felolvasása útján). A tanszékre ritkán bekísérnek. Az Alma Mater, a munkahely elérhetősége, a fiatalokkal való találkozás nagyon hiányzik.

Ami a jelenlegi létezést segíti, az a néhány szál, ami egyesületünkhöz köt, és az élénk emlékezés.

Ezért a kiadványért nem utolsó sorban azért vagyok hálás, mert segített feleleveníteni tevékenységem legszebb emlékeit a beküldött cikkek és köszöntések útján, valamint azáltal, hogy felkértek ennek a visszaemlékezésnek a megírására.

Mind hazai, mind nemzetközi vizeken szerettem és szeretem a szakmai egyesületi életet. Ennek keretében a legtöbbet a CEB+FIP=*fib* nyújtotta. Tartós öröm arra emlékezni, hogy részese voltam annak a beszélgetésnek, amelynek során a hazánkba (Tiszszederkény, 1961) látogató Fritz Leonhardt professzor (Stuttgart) feltette a kérdést Palotás László professzornak, hogy Magyarország miért nem kapcsolódik be a FIP munkájába. Nem szeretem a „büszke” szót (több pejoratív szinonimája miatt sem), ezért azt mondom, jó érzés tölts el. Kevéssel a találkozás után kezdeményeztem, hogy tegyünk lépéseket a FIP nemzetközi szervezetbe való belépésre. Megbeszéltük, hogy Palotás professzor az ÉTE vezetőségéhez fordul. Így is lett. Az ÉTE Garay Lajost kérte fel, hogy tegye meg a szükséges lépéseket. Ez sikeres volt. Garay Lajos hosszú időn át sikerrel látta el a magyar tagozat elnöki funkcióját. Szívesen dolgoztam vele együtt, és érzésem szerint szerencsésen javasoltam azokat a kollegákat, akik különféle magyar szervezetek részéről helyet foglaltak a FIP MT elnökségében. 1962-ben a magyar tagozat delegációja már ott volt a FIP olaszországi kongresszusán.

Amikor a CEB és a FIP egyesült, már Balázs L. György vezette a magyar tagozatot a *fib* soraiba. Ugyanezt tette a CEB Magyar tagozata 1972-től volt elnökeként Lenkei Péter.

Az ÉTE-vel fenntartott jó kapcsolat mellett a *fib* MT önálló egyesületté alakult. Nem részletezem a továbbiakat. A 10.7. pontban több sikeres fejleményről írtam. Ismét írnom kell a felemelő érzésről, ami akkor fogott el, amikor sms-t kaptam 2010-ben Washingtonból Balázs L. Györgynek a *fib* világszervezet elnökévé választásáról. Akkor felöltöttek emlékeim hallgató koráról. Világos volt, hogy a beton-vasbeton iránti vonzódást a szülői házból hozta. Nekem az a szerencse adatott meg, hogy én kezdeményeztem a CEB és a FIP szervezetei révén a nemzetközi szakmai-tudományos munkába való bekapcsolódását. Szívesen vettem részt az egyesület munkájában, folyóiratainkban közzétett írásokkal, szerkesztéssel.

Eljutottunk ennek a kötetnek a kiadásáig. Sokáig nem tudtam, hogy a megható megtiszteltetésen kívül feladat is vár rám, ennek a visszaemlékezésnek a megírása.

Ezúton újra köszönöm e kiadvány kezdeményezőinek és megvalósítóinak a munkáját, együttal azoknak a figyelmét, akik érdeklődéssel a kezükbe vették ezt a könyvet.

HONLAP

Dr. TASSI GÉZA

egyetemi tanár

okl. mérnök,

a műszaki tudomány doktora (Magyar

Tudományos Akadémia)

Születési hely, év: Budapest, 1925.

HOMEPAGE

Dr. GÉZA TASSI

Professor

Civil Engineer

Doctor of Technical Science (Hungarian

Academy of Science)

Born Budapest, 1925

TARTALOM

- I. Iskola, szakképzettség
- II. Tudományos fokozatok, oklevelek
- III. Munkahelyek, beosztások
- IV. Kutatási szakterületek, témák
- V. Publikációk jegyzéke
- VI. A publikációkon kívüli szakirodalmi tevékenység
- VII. Egyetemi oktatás
- VIII. Tudományos képzéssel (fokozatokkal) kapcsolatos tevékenység
- IX. Egyetemi oktatáson kívüli előadások
- X. Egyetemi megbízások (BME) és közreműködés más felsőoktatási intézményekben
- XI. Tagság és tevékenység szakmai és társadalmi szervezetekben
- XII. Mérnöki munkák
- XIII. Kitüntetések, elismerések

CONTENTS

(Note: All texts are in Hungarian, except V.

„List of publications”, where the data are given in the language of the publication)

- I. Education, graduation
- II. Scientific degrees
- III. Affiliations, assignments
- IV. Fields or research work, topics
- V. List of publicationsOther activity in professional literature
- VII. Teaching at university
- VIII. Activity connected to scientific training
- IX. Lectures given other than teaching at the university
- X. Commissions at the university (BME) and cooperation at other higher educational institutes
- XI. Membership and activity at professional and social organizations
- XII. Engineering works
- XIII. Awards and acknowledgements

I.

ISKOLA, SZAKKÉPZETTSÉG

Középiskolai érettségi: Budapesti VII. kerületi magyar királyi állami Madách Imre Gimnázium
Felsőfokú végzettség: okleveles mérnök, Budapesti Műszaki Egyetem, Mérnöki Kar. (1950. január 13.)

II.

TUDOMÁNYOS FOKOZATOK OKLEVELEI

A tudományok kandidátusának oklevele. Magyar Tudományos Akadémia (TMB), A műszaki tudományok kandidátusa, (1957. február 28.)

Műszaki doktori oklevél. Építőipari és Közlekedési Műszaki Egyetem, Dr.-techn.(1960. július 19.)

A tudományok doktorának oklevele, Magyar Tudományos Akadémia (TMB), a a műszaki tudományok doktora (1986. május 19.)

III.

MUNKAHELYEK, BEOSZTÁSOK

BME I. sz. Hídépítéstani Tanszék, egyetemi tanársegéd (1949-50)

Honvéd Légierő, mérnök (1950-51)

Magyar Tudományos Akadémia, aspiráns (1951-54)

BME-ÉKME II. sz. Hídépítéstani Tanszék, egyetemi adjunktus (1954-61)

31. sz. Állami Építőipari Vállalat, főtechnológus helyettes (1961-62)

ÉKME-BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke, egyetemi docens (1961-76)

BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke (1976-93) 1994-től –az egyetemi tanári cím megőrzésével nyugdíjas (2012) a Hidak és Szerkezetek Tanszéken.

IV

KUTATÁSI SZAKTERÜLETEK, TÉMÁK

Tartószerkezetek erőjátéka rugalmas és rugalmas-képlékeny állapotban mátrixelméleti módszerek alkalmazásával . Vasbeton-szilárdságtan A beton és az acél közötti kapcsolat. Vasbeton és feszített vasbeton rúdelem vizsgálata mátrixelméleti módszerrel. Vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek elmélete és . tervezése A betonacél modellezése vasbeton és feszített vasbeton szerkezetekben. Feszített vasbeton tartók repedezettsége és alakváltozása. Feszített vasbeton tartóvég, helyi igénybevételek Vasbeton szerkezetek viselkedése speciális igénybevételek esetén (dinamikus, ismételt, többparaméteres teher). Sűrűdés-vizsgálatok és módszer a sűrűdés hatásának csökkentésére. Vasbeton hidak. Hídszerkezetek erőjátékának vizsgálata mátrixelméleti eljárásokkal. Magasépítési vasbeton szerkezetek. Vasbeton-technológiai elemzések (Betonacél-toldás, csúszo zsaluzat, speciális - könnyű és szálerősítésű – betonok). Környezetbarát szerkezetek Szerkezetvizsgálat Vasbeton-patológia Mérnökpedagógia. Vasbeton-történet és kapcsolatok .

V.

PUBLIKÁCIÓK JEGYZÉKE

Tartalom

Könyv, könyvrészlet

Egyetemi, tanfolyami jegyzet, segédlet

Disszertáció

Folyóirat-cikk

Konferencia-kiadványban megjelent cikk

Közzétett bizottsági munka, fontosabb kutatási jelentés

Publikált **recenzió, népszerűsítő cikk, előszó, megemlékezés**

KÖNYV, KÖNYVRÉSZLET

1. Tassi G., Balázs Gy.: Vasbetonszerkezetek alapelemei és szilárdságtana A, D, E, F, G pont. Palotás L.(szerk.): *Mérnöki Kézikönyv 3. kötet*. Műszaki Könyvkiadó, 1959. pp. 869...871, 900...970.
2. Bölcskei E., Tassi G.: *Vasbeton szerkezetek. Feszített tartók*. Tankönyvkiadó, 1970. 308 p. 2. kiadás 1972., 3. kiadás 1980, 4. kiadás 1982.
3. Kármán T., Tassi G.: Feszített vasbeton szerkezetek. Bölcskei E., Dulácska E.(szerk.): *Statikusok Könyve*. Műszaki Könyvkiadó, 1974. pp. 245... 288.
4. Tassi G., Knebel J.: Általános hidépítés. Vasbeton hidak. Palotás L.(szerk.): *Mérnöki Kézikönyv, 2. kötet*. Műszaki Könyvkiadó, 1984. pp. 719... 751.
5. Tassi G., Knebel J.: Monolit vasbeton és feszített vasbeton hidak. Palotás L.: *Mérnöki Kézikönyv, 3. kötet*. Műszaki Könyvkiadó, 1984. pp. 757... 790.
6. Tassi G., Királyföldi L.-né: Előregyártott tartós vasbeton és feszített vasbeton hidak. Palotás L.(szerk.): *Mérnöki Kézikönyv, 3. kötet*. Műszaki Könyvkiadó, 1984. pp. 791... 809.
7. Tassi G., Iványi M., Timár G., Farkas A.: „4.1. Environmentally compatible bridge structures”. Végh, P. Végh (szerk.): *Concept of the theory of environmentally compatible structures and structural materials*. International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) WG 18. ČTU Prague 2011. pp. 166...192., 216...218.

EGYETEMI, TANFOLYAMI JEGYZET, SEGÉDLET

8. Korányi I., Tassi G. *Vas- és hídszerkezetek*. BME Jegyzetkiadó, 1950. 130 p.
9. Tassi G., Nemes Sz.: *Vas- és hídszerkezetek (2)*. Felsőoktatási Jegyzetellátó V., Budapest 1954. 142 p.
10. Tassi G.: *Módszertani Útmutató Vasbetonépítéstanból 1. rész*. Felsőoktatási Jegyzetellátó V. Budapest, 1954. 26 p.
11. Mihaílích Gy., Tassi G., Telekes Gy., Szalai K., Juhász B.: *Vasbetonépítéstan 1*. Felsőoktatási Jegyzetellátó V. Budapest, 1955. 202 p.
12. Tassi G.: *Módszertani útmutató Vasbetonépítéstanból. 2. rész*. Felsőoktatási Jegyzetellátó V. Budapest, 1955. 27 p.
13. Tassi G.: *Módszertani útmutató Vasbetonépítéstanból 3. rész*. Felsőoktatási Jegyzetellátó V. Budapest, 1956. 23 p.
14. Palotás L., Tassi G.: *Vasbetonépítéstan. Vasbetonszerkezetek alapelemei és szilárdságtana*. Felsőoktatási Jegyzetellátó V. Budapest, 1959. 240 p.
15. Palotás L., Tassi G., Juhász B.: *Vasbetonépítéstan. Magasépítési vasbetonszerkezetek*. Felsőoktatási Jegyzetellátó V. Budapest, 1960. 219 p.
16. Bölcskei E., Tassi G.: *Vasbetonépítéstan. Feszített betonszerkezetek*. Tankönyvkiadó Budapest, 1964. 264 p.
17. Bölcskei E., Tassi G., Klatsmányi T.: *Vasbetonépítéstan. Feszített tartók számítása*. Tankönyvkiadó, Budapest, 1964. 120 p.
18. Tassi G.: *Módszertani útmutató Vasbetonépítéstanból II*. Tankönyvkiadó, Budapest, 1964. 29 p.
19. Tassi G.: Determination of the load-bearing capacity of structures. *UNO Building Research Seminar*, ÉTI, Budapest, 1965. pp. 91...123.
20. Bölcskei E., Tassi G.: *Vasbetonszerkezetek. Csarnokok*. Tankönyvkiadó, Budapest, 1966. 120 p.
21. Bölcskei E., Juhász B., Orosz A., Szalai K., Tassi G.: *Vasbetonszerkezetek a Vízépítő és Közlekedéssépitő szak hallgatói részére*. Tankönyvkiadó, Budapest, 1967. 412 p.
22. Tassi G.: *Útőfeszített tartó tervezésének néhány kérdése*. BME Mérnöki Továbbképző Intézete, Tankönyvkiadó, Budapest, 1967. 43 p.
23. Tassi G., Dalmay D.: *Hídszerkezet tervezése. Útmutató és segédlet a Vasbetonszerkezetek c. tárgy gyakorlataihoz*. BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke – BME Sokszorosító, 85 p.
24. Tassi G., Windisch A.: *Feszített vasbeton tartók tervezése*. BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke – BME Sokszorosító, 1972. 76 p.
25. Tassi G., Windisch A.: *Vasbetonszerkezetek. Magasépítési feszített vasbeton tartók tervezése*. Tankönyvkiadó, Budapest, 1973. 130 p.
26. Tassi G. (szerk.), Windisch A.: *Szerkezetvizsgálati gyakorlat Vasbetonszerkezetek tárgyköréből. Modellkísérletek vasbeton szerkezetek vizsgálatára*. BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke – BME Sokszorosító, 1983. 24 p.
27. Tassi G., Loykó M., Királyföldi L.-né.: *Vasbeton hidak szerkezeti kialakítása*. Tankönyvkiadó, Budapest, 1999. 114 p. + 18 tábla.
28. Tassi G.: *Reinforced concrete bridges in general*. TUB Department of Reinforced Concrete Structures. (multipl.) 1993. 10 p.
29. Tassi G.: *Prestressed concrete structures*. TUB Department of Reinforced Concrete Structures, (manuscr., multipl.) 2000. 91 p.
30. Tassi G.: *Arches and cable stayed bridges*. BME Department of Reinforced Concrete Structures. (manuscr., multipl.) 2000. 29 p.

31. Tassi G. (using the textbook of S. Horváth): *Timber structures*. BME Department of Reinforced Concrete Structures. (manuscr., multipl.), 2000. 46 p.

DISSZERTÁCIÓ

32. Tassi G.: *A lehorgonyzódás jelensége feszített betonban*. Kandidátusi értekezés, MTA, Budapest, 1956. 115 p.+ 79 ábra
33. Tassi G.: *Feszített vasbeton tartók feszültségi-alakváltozási állapotai*. Akadémiai doktori értekezés. MTA, Budapest, 1975. 215 p.

FOLYÓIRAT-CIKK

34. Garai T., Tassi G.: Elektromos nyúlásmérés alkalmazásának tapasztalatai vasbeton- szerkezetek kísérleti vizsgálatánál. *Mérés és Automatika*, II. (1954) 4, pp. 97... 102.
35. Tassi G.: The possibility of anchorage on finite length in pre-tensioned prestressed concrete. *Scientific Publications of the Technical University of Architecture, Building, Civil and Transport Engineering, Extracts from the Scientific Works of the Chair No. II of Bridge Construction*. 1957. pp. 41...50.
36. Tassi G.: Véges hosszon való lehorgonyzódás lehetősége előfeszített betonban. *ÉKME Tudományos Közleményei* III. (1958) 2. pp. 13... 22.
37. Tassi G., Rózsa P.: Rugalmas-plasztikus anyagú, sztatikailag határozatlan rúdszerkezetek számítása mátrixelmélet felhasználásával. *ÉKME Tudományos Közleményei*, IV. (1958) 2. pp. 21... 43.
38. Rózsa P., Tassi G.: Primenenie teorii matric k rászcsetu sztaticeszki neopredelimuh szterzsnevuh szisztem v uprgo-plaszticseszkoj sztadii. *Trudu Matematiceszkoj Insztituta Akademii Nauk Vengrii*, III. (1958) 1-2. pp. 43... 62.
39. Tassi G.: A feszített betét betonban való lehorgonyzódásának elmélete. *Építés- és Közlekedéstudományi Közlemények*, 1959. 1-2. pp. 217... 258,
40. Tassi G.: Rugalmas-plasztikus állapotú statikailag határozatlan szerkezetek vizsgálata mátrixelmélet alkalmazásával. *Matematikai Lapok*, X. (1959) 1-2. p. 166.
41. Tassi G.: Kísérleti kutatások a feszített betét lehorgonyzódásának vizsgálatára. *Építés- és Közlekedéstudományi Közlemények*, 1960. 1-2. pp. 235... 265.
42. Tassi G.: Hozzászólás Fazekas Ferenc „Áttekintés a mátrixszámítás mérnöki alkalmazásáról” c. előadásához. *ÉKME Tudományos Közleményei*, V. (1960) 2-5. p. 68.
43. Mokk L., Tassi G., Lányi J.: Vorspannen in Ringrichtung mit Einzelspanngliedern nach dem Mo-Ta-La-Verfahren. *Beton- und Stahlbetonbau*, 57. (1962) 5. pp. 124... 127.
44. Mokk L., Tassi G., Lányi J.: Eljárás vasbeton szerkezetek gyűrűirányú utófeszítésére és berendezés az eljárás kivitelezéséhez. *Szabadalmi Közlöny*, 67. (1962) p. 140.+ ábra.
45. Tassi G.: Hozzászólás Orosz Árpád „Előregyártott gerendák együttdolgozása helyszíni betonnal” c. előadásához. *ÉKME Tudományos Közleményei*, IX. (1963) 5. pp. 237-238.
46. Mokk L., Tassi G., Lányi J.: Sposob predpinania konstrukcii kruhovohó podorysu v Madarsku. *Inzényské Stavby*, 11. (1963) pp. 278-279.
47. Balla Á., Tassi G.: Vezetéktartó oszlopok vizsgálata kifordulás esetén. *Mélyépitéstudományi Szemle*, XIV. (1964) pp. 108... 110.
48. Tassi G., Hársing L.: Vasbeton szerkezetek fejlődésének néhány módszertani kérdése. *ÉKME Tudományos Közleményei*, X. (1964) pp. 51... 56.
49. Rózsa P., Tassi G.: Eine Matrizenmethode zur Lösung statisch unbestimmter Systeme im elasto-plastischen Bereich. *Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden*, 10. (1961) 6. pp. 1329...1334.
50. Tassi G.: Az új Közúti Hídszabályzat feszített betonszerkezetekre vonatkozó előírásairól. *Mélyépitéstudományi Szemle*, XVIII. (1968) 11. pp. 502... 505.
51. Csiszár R., Nemeskéri-Kiss G., Tassi G.: Feszített vasúti híd alakváltozásainak és erőjének vizsgálat. *Mélyépitéstudományi Szemle*, XVIII. (1968) 12. pp. 556... 565.
52. Tassi G.: Limit analysis of prestressed concrete beams. *Periodica Polytechnica*, 13, (1969) 1-2. pp. 83...92.
53. Tassi G.: Feszített vasbeton mélyépítési műtárgyak és elemgyári termékek. *Magyar Építőipar*, XIX. (1970) 4. pp. 224... 229.
54. Garay L., Tassi G.: A feszített vasbeton oktatása és kutatása. *Magyar Építőipar*, XIX. (1970) 4. pp. 230... 232.
55. Tassi G., Klatsmányi T.: Contribution to the analysis of stresses in prestressed concrete beams. *Periodica Polytechnica*, 14. (1970) pp. 311...315.
56. Gáspár Zs., Tassi G.: Vasbeton sarok-konzollemez számítása és vizsgálata. *Mélyépitéstudományi Szemle*, XXI. (1971) pp. 178... 180.
57. Sebők F., Tassi G.: A szükséges feszítőerő meghatározása termikus terhelésű vasbeton tartályok esetében. *Építés-Epítéstudomány*, III. (1971) 1-2. pp. 129... 140.

58. Sebők F., Tassi G.: Könnyen variálható előregyártott feszített típusgerendák kialakítása. *Mélyépítéstudományi Szemle*, XXI. (1971) 12. pp. 552... 556.
59. Sebők F., Tassi G., Kiss G.: Feszítettbeton típusgerendák gépi számításának módszere. *Mélyépítéstudományi Szemle*, XXII. (1972) 1. pp. 18...23.
60. Sebők F., Tassi G.: A kéttámaszú feszítettbeton gerendák teherbírására ható tényezők. *Mélyépítéstudományi Szemle*, XXII. (1972) 2. pp. 86...94.
61. Tassi G.: Feszített vasbeton tartók számítása repedéskorlátozásra és a repedéstágasságra ható paraméterek. *Mélyépítéstudományi Szemle*, XXII. (1972) 9. pp. 438... 448.
62. Tassi G., Sebők F.: O racional'nom proektirovanii tipovúh predvaritel'no napriazsennúh zselezobetonnúh balok. *Vesztnik L'vovszkogo Politehniceskogo Insztituta*, 70. *Voprosú Szovremennogo Sztoitel'stva*. 1972. pp. 65... 71.
63. Tassi G.: A magyar feszítettbeton szerkezetek néhány műszaki-gazdaságossági sajátága. *Építési Kutatás-Fejlesztés*, 1973. 4-6. pp. 1...4.
64. Tassi G.: Függesztett és szabadon szerelt feszítettbeton hídszerkezetek. *Mélyépítéstudományi Szemle*, XXXIII. (1973) 11. pp. 522... 526.
65. Tassi G., Windisch A.: A feszített vasbeton szerkezetek új szabványának műszaki-gazdasági következményei. *Magyar Építőipar*, XXIII. (1974) 2. pp. 97... 103.
66. Tassi G.: Experimentelle Forschungen und Berechnungs-methoden zur Prüfung der Grenzstände von Spannbetonbalken. *Periodica Polytechnica*, 18. (1974) 3. pp. 189... 207.
67. Tassi G.: Két kapocsolt elemből álló rúd egydimenziós számítási modelljének vizsgálata. *Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kar Építőanyagok Tanszék. Tudományos Közlemények*, 21. *Beton és Vasbeton*, 1975. pp. 141... 166.
68. Tassi G.: Analogy-based mathematical model of reinforced and prestressed concrete members. *Periodica Polytechnica*, 22. (1978) 3-4. pp. 169...204.
69. Pál T., Tassi G.: Közúti feszített vasbeton hidak időállóságának vizsgálata. *Mélyépítéstudományi Szemle*, XXVIII. (1978. pp. 265... 270.
70. Tassi G., Rózsa P.: Kétfázisú diszkrét rúdmodell vizsgálata diszkontinuitások és képlekeny alakváltozások figyelembevételével. *Műszaki Tudomány*, 54. (1978) pp. 81...87
71. Tassi G.: Analytical treatment of discrete models for reinforced and prestressed concrete members. *Acta Technica Acad. Sci. Hung.*, 86. (1978) pp. 81...87.
72. Tassi G., Deák Gy.: Feszített vasbeton tartók alakváltozásának számítása. *A Szilárdságtan és Tartószerkezeti Tanszék Tevékenysége*, 1979. pp. 59...61.
73. Abu Zaid, A., Tassi G.: Modellkísérletek szekerényes vasbetontartók vizsgálatára. *Mélyépítéstudományi Szemle*, XXX. (1980). pp. 367...372.
74. Magyar B., Ódor P., Tassi G.: Sajított csőhüvelyes betonacél-toldások és alkalmazásuk vasbeton gerendában. *Magyar Építőipar*, XXX. (1981) 5. pp. 267... 273.
75. Rózsa P., Tassi G.: Analytische Behandlung des Spannbetonträgers aufgrund des Mörschschen Schubmodells. *Acta Mechanica (Wien)*, 41. (1981) 1-2. pp. 1... 9.
76. Tassi G.: Povedenie predvaritel'no napriazsennúh zselezobetonnúh balok pri povtornoj nagruzke. *Acta Polytechnica. Práce ČVUT Series 1. Civil Engineering. (Praha)*, 1983. 1. pp. 109... 117.
77. Tassi G.: Professor Gyözö Mihailich, *Periodica Polytechnica*, 1984. Vol. 28. N^os 1-4. pp. 63...73.
78. Tassi G., Erdélyi L., Bódi I.: Posúdenie stavu napätia vyvodného predpínanim vo vyrobniach prefabrikátov. *Inženyrské Stavby*, 33. (1985) pp. 428... 430.
79. Tassi G., Rózsa P., Magyar B.: Matrix analysis of a one-dimensional discrete problem. Forces in a pressed sleeve splice. *Acta Mechanica (Wien)*, 56. (1985) 1-2. pp. 17...29.
80. Tassi G., Borbás L.: Vasbeton szerkezetek feszültségi-alakváltozási állapotainak vizsgálata rétegbevonatos fotoelasztikus eljárással. *Mélyépítéstudományi Szemle*, XXXVIII. (1988) 4. pp. 148... 154.
81. Balázs L. Gy., Béres A., Tassi G.: Előregyártott hídgerendák szállítása és emelése közben ébredő járulékos feszültségek. *Közlekedésépítés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, XL. (1990) 6, pp. 227... 231.
82. Tassi G.: Five and a half decades of development in the field of prestressed concrete in Hungary. *Achievements in Prestressed Concrete in Hungary. A Magyar Építőipar különszáma*, 1990. pp. 9...14.
83. Tassi G., Ódor P., Fáy P.: Az M0 autótú Soroksári Duna-ág hídjának próbatelherelése. *Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, XLIII. (1993) 3. pp. 81... 100.
84. Tassi G., Rózsa P.: Forces in prestressed concrete bridges constructed by free cantilevering. *Periodica Polytechnica. Ser. Civil Engineering*, 35. (1992) 3. pp. 81...100.
85. Hernández-Cruz, A. M., Tassi G.: Behaviour of the climber bars in slipformed concrete structures. *A Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, 1997. pp. 55...66.
86. Tassi G., Balázs L. Gy.: Az 1997. évi johannesburgi FIP szimpózium. *Beton*, V. (1997) pp. 7-8.
87. Balázs L. Gy., Tassi G.: Hidakról – a FIP johannesburgi szimpóziuma kapcsán. *Közúti Közlekedés- és Mélyépítéstudományi Szemle*, XLVIII. (1998), 6. pp. 220...223.
88. Tassi G., Rózsa P.: Forces in a concrete bridge of special arrangement. *A Budapesti Műszaki Egyetem Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, 1998. pp. 199...208.
89. Tassi G.: Magyarország beszámolója a FIP amszterdami kongresszusán. *Vasbetonépítés*, 1999/1. pp. 27...29.

90. Tassi G., Mihalek T.: Vasbeton hidak seregszemléje a FIP XIII. kongresszusán. *Közúti és Mélyépítési Szemle*, 49. (1999), pp. 240...244.
91. Tassi G., Ódor P.: A Vasbetonszerkezetek Tanszéke laboratóriumának negyedszázados tevékenysége. A *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*. 2000. pp. 11...26.
92. Tassi G., Rózsa P.: Treatise on forces in cable-stayed and extradosed concrete bridges. A *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Vasbetonszerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*. 2000. pp. 289...298.
93. Tassi G., Rózsa P., Hernández-Cruz, A.M.: Contribution to the forces in slipformed concrete structures. A *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*. 2001. pp. 175...182.
94. Tassi G., Szlivka J.: Acélkötélek újrafelhasználása vasbeton szerkezetekben. A *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, 2001. pp. 183...190..
95. Tassi G., Magyarai B., Szlivka J.: Acélkötélek újrafelhasználása betonok szálerősítésére. A *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei* (Mihailich Györgő születésének 175., Bölskei Elemér halálának 25. évfordulója alkalmából), 2002. pp. 183...190.
96. Tassi G., Rózsa P., Hunyadi M.: Adjustment of cable-stayed bridges. A *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei* (Halász Ottó születésének 75. évfordulója alkalmából), 2002. pp. 151...160.
97. Tassi G.: Hungarian concrete structures on previous congresses. *Concrete Structures (Special issue for fib 2002)*, 2002. pp. 3...6.
98. Tassi G.: A FIP Magyar Tagozatának története a kezdetektől 1998-ig. *Vasbetonépítés. Különszám*, 2003. augusztus, 67 p.
99. Tassi G., Lenkei P.: Ötven éve alakult meg a *fib* két elődje, a FIP és a CEB. *Vasbetonépítés*, 2003/4, pp. 94...97.
100. Tassi G.: A feszítőerő okozta rugalmas alakváltozás hatása feszített vasbeton tartók erőtékára. *Vasbetonépítés*, 2004/2, pp.35...42.
101. Balázs L. Gy., Borosnyói A., Tassi G.: „Keep concrete attractive” –towards the *fib* Symposium 23-25 May 2005 in Budapest. *Concrete Structures*, 2004. pp. 2...4.
102. Tassi G, Rózsa P., Hunyadi M.: Analytical solution of of basic equations of structures for cable stayed bridges. *Journal of Structural Mechanics - Rakenteiden Mekanika*, Vol. 37. (2004). No. 3. pp. 18...33.
103. Tassi G., Rózsa P.: Forces caused by post-tensioning in continuous concrete girders. A *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, 2004. pp. 121...134
104. Tassi G., Balázs L. Gy., Borosnyói A.: Benefit of technical-scientific symposia. *Concrete Structures*, 2005. p. 2.
105. Tassi G.: Effect of elastic deformation due to prestressing on the forces in prestressed concrete members. *Concrete Structures*, 2005. pp. 22...29.
106. Tassi G., Királyföldi L.-né: Örizzük meg a beton vonzerejét! „Keep Concrete Attractive! A 2005. évi budapesti *fib* szimpózium. *Vasbetonépítés* 2005/3 pp. 86...95.
107. Tassi G.: Oktatás, kutatás és építés Kínában. *Vasbetonépítés*, 2005/4, pp. 145...149.
108. Tassi G.: A vasbeton-szilárdságtan és statika néhány eredménye. *Vasbetonépítés*, 2006/1 pp. 16...21.
109. Tassi G., Balázs L. Gy.: Historical links between Naples and Hungary – concrete and the *fib* congress, *Concrete Structures*, 2006, pp. 2...5.
110. Tassi G., Wellner P., Becze J., Mihalek T., Barta J.: Development of concrete highway bridge construction in Hungary. *Concrete Structure*, 2006. pp. 11...16.
111. Tassi G., Tráger H.: Concrete bridges to river islands, *Concrete Structures*, 2007. pp. 19...22.
112. Tassi G., Rózsa P., Schlotter I.: Matrix analysis of V- or Y-supported continuous bridge girders. A *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*. 2006. pp. 181...192.
113. Tassi G., Magyarai B., Szlivka J.: Bond of steel to fibre reinforced concrete using recycled steel fibres, A *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*. 2006. pp. 193...200..
114. Tassi G., Balázs L. Gy.: Historical connections between Dubrovnik and Hungary – concrete and the *fib* symposium, *Concrete Structures*, 2007. pp. 2...6.
115. Balázs L. Gy., Tassi G.: Cultural-historical relations and technical connections between the Netherlands and Hungary, *Concrete Structures*, 2008. pp. 2...9.
116. Tassi G., Balázs L. Gy.: Links between London and Hungary – history, culture, construction, *Concrete Structures* 2009. pp. 2...12.

117. Farkas Gy., Iványi M., Tassi G., Völgyi I.: A BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke és elődeinek szerepe a hidépítésben, *A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, 2009. pp. 11...52.
118. Királyföldi L.-né, Tassi G.: Újszerű változat V-lábú kerethid tervezésére és építésére, *A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, 2009. pp. 99...104.
119. Tassi G., Rózsa P., Szabó B.: Matrix analytical method for examination of forces in steel-concrete composite girders, *A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, 2009. pp. 131...140.
120. Tassi G., Balázs L. Gy.: Historical connections, cultural relations and shared interests in construction between the United States of America and Hungary, *Concrete Structures*, 2010, pp. 2...16.
121. Tassi G., Balázs L. Gy.: Czechs and Hungarians side by side over the centuries – history, culture and concrete, *Concrete Structures*, 2011. pp. 2...16.
122. Tassi G.: A feszítőacél és a beton közötti kapcsolat Garay Lajos és Kármán Tamás fél évszázaddal ezelőtti kutatásai tükrében. *Magyar Építőipar*, 2011/6 p. 238.
123. Tassi G., Balázs L. Gy.: Swedes and Hungarians in the whirlwind of time – from history to concrete, *Concrete Structures*, 2012. pp. 2...15.
124. Tassi G., Rózsa P.: Forces in load bearing structures suitable to be treated by tridiagonal and one-pair matrices, *Pollack Periodica* 2012. pp. 15...20.
125. Tassi G., Balázs L. Gy.: Interaction between the Old New Land and the centre of the Carpathian Basin – from history to concrete, *Concrete Structures*, 2013. pp. 2...15.
126. Tassi G., Balázs L. Gy.: India and Hungary from history to concrete, *Concrete Structures*, 2014, pp. 2...12.

KONFERENCIA-KIADVÁNYBAN MEGJELENT CIKK

127. Tassi G., Rózsa P.: Über eine Anwendung einpaariger Matrizen bei der Lösung eines statisch unbestimmten Systems im elasto-plastischen Bereich. II. Magyar Matematikai Kongresszus II. kötet, VI. szekció, 1960. pp. 53-54
128. Tassi G., Baranyay-Horváth M.: A simplified method to investigate the bond stresses at tension release in prestressed pre-tensioned beams. *Proceedings of the International Conference on Shear, Torsion and Bond in Reinforced and Prestressed Concrete*, Coimbatore, 1969. pp. 101...118.
129. Sebők F., Tassi G.: *Auswirkungen der Vorspannung auf die Rissbeschränkung bei thermisch beanspruchten dickwandigen Gefässen*. FIP VI. Kongress, Prag, 1970. 18 p.
130. Sebők F., Tassi G.: Effects of prestress upon the limitation of cracking in thick-walled vessels subject to thermal stresses. *Proceedings of the Sixth Congress of the FIP*. Cement and Concrete Association, London, 1971. pp. 202... 205.
131. Tassi G., Windisch A.: Spannungsverteilung im Endverankerungsbereich vorgespannter Fertigteil-Brückenträger. *Előregyártás a Mélyépítésben Konferencia, Tanulmányok I*, KTE-KÖZDOK 1973. pp. 245... 254.
132. Tassi G., Windisch A.: Utófeszített tartóvég-elemekkel végzett modellkísérletek. *Előregyártás a Mélyépítésben Konferencia. Záróközlemények*, KÖZDOK 1973. pp. 23... 25.
133. Sebők F., Tassi G.: *Vergleichsberechnungen über die Kippstabilität eingebauter Spannbetonfertigteile*. 7. Celoštatní Konference o Předjatém Betonu, Čast III. Praha. 1973. 18 p.
134. Tassi G.: *Eksperimental'nūe isszledovanija i metodū rascseta po neszucszej szposzobnoszti, zsesztkoszti, obrazovaniju i raszkritiju tresscin predvaritel'no naprjzsennoū zselezobetonnoū balok*. FIP VII Congress, New York, 1974. 18 p.
135. Tassi G., Windisch A.: *Analysis and model testing of the anchorage zone of post-tensioned beams*. FIP VII Congress, New York, 1974, 7 p.
136. Tassi G.: *Contribution to the analysis of stiffness and cracking conditions of prestressed concrete members*. FIP VIII Congress, London, 1978. 35 p.
137. Deák Gy., Tassi G.: *Ocenka deformacij predvaritel'no naprjzsennoū zselezobetonnoū balok*. FIP VIII. Congress, London, 1978. 6 p.
138. Tassi G., Stepanyuk, V.K.: *Crack width due to repeated load in prestressed lightweight concrete beams*. FIP Simposia on partial prestressing and practical construction, Abstract. Bucuresti, 1980. 2 p.
139. Tassi G., Sztjepanyuk, V.K.: Feszített vasbeton tartók viselkedése ismételt teher esetén. *KTMF Tudományos Közlemények, A KTMF III. tudományos ülészakaja, Közlekedéssépitési szekció*. 1981. pp. 24-25.
140. Tassi G., Magyarai B.: Fatigue of reinforcements with pressed sleeve splices. *IABSE Reports* 37. (1982) pp. 265...271.
141. Tassi G.: *Das Verhalten von Spannbetonbalken unter Zweiparameterlast*. The Ninth International Congress of the Fédération Internationale de la Précontrainte, Stockholm, 1982. 19 p.
142. Tassi G., Sztjepanyuk, V. K.: *Poteri predvaritel'nogo naprjzsenija i procsnozti nakkonnūh szecszenij balok iz agloporitbetona*. The Ninth International Congress of the Fédération Internationale de la Précontrainte, Stockholm, 1982. 21 p.
143. Tassi G.: Feszített vasbeton tartók viselkedése ismételt, változó elrendezésű teherre. *A BME alapításának 200. évfordulója alkalmából rendezett tudományos ülészakaja. Építőmérnöki Kar*. 1982. p. 110.

144. Tassi G.: Feszített vasbeton tartók viselkedése beépítéskor. *IV. Magyar Mechanikai Konferencia, IUTAM Magyar Nemzeti Bizottsága, Az előadások rövid kivonata*. Miskolc, 1983. p. 132.
145. Tassi G., Bódi I., Strobl A.: Előregyártott hidgerendák viselkedése a beépítési pontatlanságok figyelembevételével. *KTMF IV. Tudományos Ülésszak. Közlekedésépítési Szekció*. 1984. pp. 13...16.
146. Tassi G., Erdélyi L.: The time-dependent change of the transmission length in prestressed pre-tensioned members. *International Symposium on Long-Term Observation of Concrete Structures. RILEM-ACI Preliminary Reports III.*, 1984. Budapest, pp. 21...29.
147. Tassi G., Fejős Cs.: Modular structure in building laboratory education. *Ingenieurpädagogik, Referate des 14. Internationalen Symposiums IGIP '85*, Budapest, Leuchtturm, Band 21. Alsbach, 1985. pp. 726...733.
148. Tassi G., Bódi I., Erdélyi L., Ódor P.: *Behaviour partially prestressed concrete beams*. Tenth International Congress of the FIP, New Delhi, 1986. Poszter és terjesztett lap 2 p.
149. Tassi G.: Special effects on the behaviour of cracked R.C. and P.C. members. *International Symposium on Fundamental Theory of Reinforced and Prestressed Concrete*, Vol. 1, Nanjing, 1986. pp. 149...156.
150. Tassi G., Rózsa P.: Háromfázisú diszkrét rúdmodell analitikus vizsgálata. *Műszaki Mechanikai Tanszéki Kutatócsoport IV. Tudományos Ülésszaka. Tanulmányok*. MTA, 1986. pp. 120...029.
151. Tassi G.: *Xiong ya li gang ji huen hieng tu she ji guei fan fa zhan shi*. Shenyang Construction Engineering College, Seminar, 1986, 8 p. (Bond problems in PC)
152. Tassi G.: *Xiong ya li yu yeng li huen nieng tu gao liang . fa zhan gai kuang*. Shenyang Construction Engineering College, Seminar, 1986. 9 p. (Concrete construction education)
153. Tassi G.: *Geng jin huen nieng tu we yu ying li gang jin huen nieng tu gou jian de bu ju xiao yeng*. Shenyang Construction Engineering College, Seminar, 1986. 22 p. ()
154. Tassi G.: *Xian zhang fa yu yeng li huen nieng tu gou jian miao gu yu nien jie*, Shenyang Construction Engineering College, Seminar. 1986. 14 p. (Considering of reinforcement in finite elements analysis in RC and PC members)
155. Tassi G.: Dusedek nepresnosti letné montáže jednoho mostu z P. B. budovanéh segmentovou technologií. *Pricini vad a poruch betonovych konstrukci. Sbornik pífispekvu*, ČSVTS Brno, 1986. pp. 61...66.
156. Tassi G., Magouri, M., Strobl A.: Crack control design of partially prestressed members under service load. *Proceedings of the Second International Conference on Concrete Technology for Developing Countries*. Vol. 1., Tripoli, 1986. pp. 21...29.
157. Tassi G., Varga L.: Laboratóriumi kísérletek a betonlajak fejlesztésére és minőségellenőrzésére. *Vasúti betonlajak korszerűsítése konferencia anyaga*. KTE Esztergom, 1986. pp. 68... 75.
158. Tassi G., Pintyöke G.: Gedanken zur Optimierung der aufwendeten Arbeitsmenge bei der Überprüfung von Stahlbetonbauten. *Zbornik prenášok z III. vedeckej konferencie "Minimalizacia energetickej a materiállovej náročnosti stavebných objektov" ČSVTS-VST Košice*, 1987. pp. 228...232.
159. Borbás L., Tassi G. Vasbeton szerkezetek helyi igénybevételeinek vizsgálata rétegbevonatos fotoelasztikus eljárással. *IUTAM Magyar Nemzeti Bizottsága, V. Magyar Mechanikai Konferencia*, NME, Miskolc, 1987. pp. 23-24.
160. Tassi G., Marić, Z.: Some ways of knowledge transfer North-South. *Ingenieurpädagogik '87 Symposium*, Portorož. Leuchtturm, Alsbach, 1987. pp. 86...91.
161. Tassi G., Fejős Cs.: Projects in civil engineering education. *Ingenieurpädagogik '87, Symposium*, Portorož. Leuchtturm, Alsbach, 1987. pp. 461...468.
162. Tassi G., Fejős Cs.: The interaction of theory and laboratory work in the system of teaching reinforced and prestressed concrete. *.IV. Celoštátní konference o betonu se zahraniční účastí*. II. díl. ČSVTS Brno. 1987. pp. 354...357.
163. Tassi G., Shakya, R.M.: An approach for deflection calculation of concrete members with mixed reinforcement. *Konferencia z medzinárodnou účastou, Konstrukcie z čiastočne predpáťého betónu*, ČSVTS Bratislava, 1988. pp. 7...11.
164. Tassi G., Balázs L. Gy., Bódi I.: Bond properties of prestressing strands. *Proceedings of the F.I.P. Symposium*, Jerusalem, 1988. pp. 121...128.
165. Tassi G.: Methods of analysis for partially prestressed concrete members. Some ideas after Professor Franco Levi. *Omaggi Scientifici dal Volume per il 75° Compleanni di Franco Levi. Testimonianze*, Torino, 1989. pp. 377...380.
166. Tassi G., Pintyöke G.: Über die Struktur des Unterrichts beim Entwerfen von Tragkonstruktionen. *Referate des 18. Internationalen Symposiums „Ingenieurpädagogik '89“*, Wien, 1989. Leuchtturm, Alsbach, 1990. pp. 251... 267.
167. Tassi G., Pintyöke G.: Die Vergangenheit, die Gegenwart und die Zukunft des Bildungswesens in Fach Stahlbetonkonstruktionen. *Ingenieurusbildung 2000, „Ingenieurpädagogik '90“ München*. Leuchtturm, Alsbach, 1990. pp. 382... 384.
168. Sztjepanyuk, V.K., Tassi G.: Cracking of prestressed lightweight concrete beams under repeated static loads. *The Fifth International Conference on Concrete*. ČSVTS, Praha, pp. 215...222.
169. Tassi G., Varga L.: Ensayos de laboratorio para el desarrollo y control de la calidad en traviesas de ferrocarriles de hormigón pretensado. *Symposium Internacional de Traviesas Ferroviarias de Hormigón*. Madrid, 1991. pp. 381...390.
170. Tassi G., Rózsa P.: Szakaszosan épülő vasbeton szerkezetek erőjátéka. *VI. Magyar Mechanikai Konferencia. Az előadások rövid kivonata*, Miskolc, 1991. Pótlap.

171. Tassi G., Ódor P.: The strengthening and rehabilitation of a tower-like bauxite concrete structure. *Fédération Internationale de la Précontrainte, FIP '92 Symposium, Budapest, Proceedings 1*. pp. 443...449.
172. Pintyöke G., Tassi G.: Optimum labour spent for structural testing before rehabilitation. *Complementary Volume published by the Hungarian Scientific Society for Building on the Occasion of FIP '92 Symposium, Budapest, 1992*. pp. 81...86.
173. Balázs L. Gy., Tassi G.: Comparison of prefabricated bridge girders from planning to use. *Proceedings of the Third International Workshop on Bridge Rehabilitation*, Darmstadt, 1992. pp. 213...221.
174. Tassi G.: Load test of the bridge on the Soroksár branch of the Danube on the M0 circular motorway. *International Conference. Bridges on the Danube, Vienna-Bratislava-Budapest.*, Bratislava, 1992. pp. 69...83.
175. Tassi G.: Contribution to the components of bond between prestressing wire and concrete. *International Conference Bond in Concrete from Research to Practice., Topics 1. 2*. Riga, 1992. pp. 81...86.
176. Tassi G., Bódi I.: Problems of a tall building damaged by corrosion. *International Conference, Proceedings 59. Council on Tall Buildings and Urban Habitat*, Rio de Janeiro, 1993. pp. 709...723.
177. Tassi G., Pinyöke G.: Accumulation and interrelation of errors in concrete structures. *Expertcentrum Conference, Štrbské Pleso, Proceedings 2*. 1993. pp. 218...222.
178. Tassi G., Magyarai B.: Mechanical connections for reinforced and prestressed concrete elements. *Modern Prestressing Techniques and their Application. Proceedings Vol. II. FIP Symposium Kyoto*, 1993. pp. 101...108.
179. Polgár L., Tassi G.: *New types of prestressed concrete structures with reduced weight for industrial halls in Hungary*. FIP '94 Congress Washington, 1994.. Poszter és terjesztett lap 2 p.
180. Tassi G.: The main features of the development of concrete bridges in Hungary. *Proceedings of the US-Hungarian Bridge Conference at the Technical University of Budapest.*, 1994. pp. 15...34.
181. Szilágyi É., Tassi G.: The influence of periodic supervision on the lifetime of concrete bridges. *Proceedings of II. International Scientific Conference Durability and Service Life of Bridge Structures, Poznan'*, 1994. pp. 321...327.
182. Tassi G., Szilágyi É.: Prolongation of the lifetime of concrete bridges by strengthening. *Proceedings of the Sixth International Conference on Structural Faults and Repair*. Vol. 1. London, 1995. pp. 327...333.
183. Szilágyi É., Tassi G.: Vasbeton gerendahidak erőjátéka utótesztizéssel végzett erősítés esetén. VI. *Magyar Mechanikai Konferencia. Az előadások rövid kivonata*. Miskolc, 1995. p. 106.
184. Tassi G., Szalai K., Orosz Á.: Refurbishment or demolition? Problems of P.C. skeleton buildings damaged by corrosion. *Concrete '95, Towards Better Concrete Structures. FIP Symposium Brisbane, Conference Papers Volume One*, 1995. pp. 151...159.
185. Tassi G.: The Hungarian road system with special emphasis on bridges. *Transportation Infrastructure. Environmental Challenges in Poland and Neighboring Countries. NATO Advanced Science Institute Series (Wrocław Conference 1995)*, Springer, Berlin, 1996. pp. 393...403.
186. Jávor T., Kmita, J., Steponavicius, A., Tassi G., Lukin, N.P., Manko, Z.: Rehabilitation and repair of deteriorated roads and bridges. *Transportation Infrastructure, Environmental Challenges in Poland and Neighboring Countries. NATO Advanced Science Institute Series. (Wrocław Conference, 1995)*, Springer, Berlin, 1996. pp. 449...451.
187. Tassi G.: Contribution to the internal forces of post-tensioned concrete structures. *Post-Tensioned Concrete Structures FIP Symposium 1996, London, Symposium papers Vol. 2*. Slough, 1996. pp. 755...757.
188. Tassi G., Lukin, N. P.: Updating and reconstruction of concrete road bridges. *Fourth International Conference on Concrete Technology in Developing Countries*. 1996. Proceedings, Gazimagusa, pp. 564...572.
189. Tassi G., Gábor P., Orbán Z.: Rational applicability of high strength concrete. *FIP '77, Johannesburg, The Concrete Way to Development, Symposium Papers Volume Two*. Johannesburg, 1997. pp. 561...570.
190. Tassi G.: Local forces at the interaction of cast-in-situ pier heads and prestressed precast bridge girders. *Concrete Bridges. Proceedings of the 5th International Expertcentrum Conference*. Štrbské Pleso, 1997. pp. 230...235.
191. Hernández Cruz, A. M., Tassi G.: Industrializacao de habitacoes populares. *Proc. IV Congresso Iberoamericano de patologia das construcoes. VI. Congresso de de controle de de qualidade*. Porto Alegre, 1997.
192. Tassi G.: Dosztizsenija v oblaszti sztoitel'sztva zselezobetonnuh avtorozosnuh mosztov v Vengrii. *Problemi zselezodorozsnogo transzporta i transzportnogo sztoitel'sztva. Teziszu dokladov naucsno-tehniczeszkaj konferencii*. Novoszibirszk 1997. pp. 128-129. (csak kivonat)
193. Tassi G., Fáy P.: Increasing of the reliability of strain measurement in concrete bridges. *Non-Destructive Testing and Experimental Stress Analysis of Concrete Structures. Proceedings of the International Expertcentrum Conference*, Košice, 1998. pp. 233...238.
194. Tassi G.: Learning from design errors and construction defects of prestressed concrete structures. *5th International Conference on Concrete Technology for Developing Countries. Proceedings, Vol. 2.*, New Delhi, 1999. pp. VII. 43... 54.
195. Tassi G., Timár Gy.: Cultural-economic background of Danube bridges. *4th International Conference on Bridges Across the Danube, Proceedings*, Bratislava, 2001. pp. 9...14.

196. Tassi G., Iványi M.: Destruction of bridges and construction of temporary structures over the Danube in Hungary. *4th International Conference on Bridges Across the Danube. Proceedings.* Bratislava, 2001. pp. 261...269.
197. Tassi G.: Environmentally compatible bridges. *IASS Working Group 18 on Environmentally Compatible Structures and Structural Materials (ECS), Proceedings of the 2. International Seminar on ECS,* Prague, 2001. pp. 168...173.
198. Tassi G., Magyarai B., Szilvka J.: Recycling of wire ropes for RC, PC and FRC structures. *Proceedings of the first fib Congress 2002. Concrete Structures in the 21th Century,* Volume 2. S. 10. Condensed papers, Osaka, 2002. pp. 1...8.
199. Tassi G., Iványi M.: Contribution to the fundamentals of environmentally compatible bridges. *IASS Working Group 18 on Environmentally Compatible Structures and Structural Materials (ECS), Proceedings of the 3rd International Seminar on ECS,* Prague, 2002. (megjelent 2003.) pp. 77...83.
200. Tassi G.: A hidak és a környezetvédelem. *ÉPKO 2003. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia,* Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság, Csíksomlyó, 2003. pp. 278...282.
201. Tassi G., Iványi M.: Concept of environmentally compatible bridges. *IASS Working Group 18 on Environmentally Compatible Structures and Structural Materials (ECS) Proceedings of the 4th International Seminar on ECS,* 2003. ČTU Prague, 2004. pp. 38-41.
202. Tassi G., Rózsa P.: A mérnök és a matematikus együttműködése tartószerkezeti feladatok megoldásában. *ÉPKO 2004. VIII. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia.* Csíksomlyó, 2004. pp. 377...388.
203. Tassi G., Iványi M.: Environmental compatibility of Danube bridges. *Proceedings of the 5th International Conference on Bridges across the Danube 2004. Novi Sad, Bridges in Danube Basin,* pp. 227...234.
204. Tassi G., Iványi M.: Basic concept of bridge design considering environmental compatibility. *IASS Working Group 18 on Environmentally Compatible Structures and Structural Materials (ECS) Proceedings of the 5th International Seminar on ECS,* 2004. ČTU Prague, 2004.
205. Tassi G., Szilvka J., Farkas A.: Effect of prestressing on the appearance of concrete structures, Keep Concrete Attractive, Proceedings of the fib Symposium Budapest, Hungary, 21 to 25 May 2005. Hungarian Group of fib. Hungarian Academy of Sciences, Budapest, 2005. pp. 144...149.
206. Tassi G., Farkas A., Szilvka J.: A tartószerkezet megválasztása nagyszámú jellemző figyelembevételével. IX. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia. ÉPKO 2005 Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság, Csíksomlyó, 2005. pp. 257...260.
207. Szilvka J., Tassi G.: A szerkezeti kialakítás hatása az építmény megjelenésére. IX. *Nemzetközi Építéstudományi Konferencia. ÉPKO 2005 Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság,* Csíksomlyó, 2005 pp. 247...250.
208. Végh, L. Tassi G.: Concept and theory of environmentally compatible structures. *Proceedings of the International Symposium on Innovation and Sustainability of Structures in Civil Engineering.* Southeast University, Nanjing, China, November 20-22. 2005 Southeast University Press 2005. Vol.3 pp. 2377...2391. Szerk.: Zhitao Lü, Zhishen Wu, Aiqun Li, Shaoping Meng.
209. Balázs L. Gy., Tassi G., Szabó K. Zs.: A vasbetonépítés és anyagának fejlődése Magyarországon. X. *Nemzetközi Építéstudományi Konferencia,* 10. ÉPKO, Csíksomlyó, 2006. pp. 19...26.
210. Tassi G., Magyarai B., Szilvka J.: Acélok újrafelhasználása és betonok szilárósítása, X. *Nemzetközi Építéstudományi Konferencia,* 10. ÉPKO, Csíksomlyó, 2006. pp. 327...330.
211. Tassi G., Iványi M.: Environmental compatibility -- the important timely problem of bridge construction. *IASS Working Group 18 on Environmentally Compatible Structures and Structural Materials (ECS), Proceedings of the 6th International Seminar on ECS,* Prague, 2006, pp. 43...45.
212. Magyarai B., Tassi G.: Effect of non-metallic fibres on the concrete properties. *Concrete Structures – Stimulators of development. Proceedings of the fib Symposium, Dubrovnik, 2007.* Szerk.: J. Radić, pp. 367...374.
213. Tassi G.: Vasbeton tartók repedéseinek számítási problémái. XI. *Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, ÉPKO 2007.* Csíksomlyó, pp. 180...185.
214. Farkas Gy., Iványi M., Tassi G., Völgyi I.: Contribution to bridge construction of the Department of Structural Engineering BME. *6th International Conference on Bridges across the Danube, „Bridges in Danube Basin”* Editors: M. Iványi, R. Bancila, Budapest, 2007. pp.3...47.
215. Iványi M., Tassi G., Timár G.: The Danube islands and mainstream bridges to them. *6th International Conference on Bridges across the Danube, „Bridges in Danube Basin”* Editors: M. Iványi, R. Bancila, Budapest, 2007. pp.349...360.
216. Jancsó Á., Tassi G.: The bridges of the Bega Canal at the beginning of the 20th Century, *6th International Conference on Bridges across the Danube, „Bridges in Danube Basin”* Editors: M. Iványi, R. Bancila, Budapest, 2007. pp.409...418.
217. Magyarai B., Tassi G.: Application of glass metal fibres to improve the resistance of concrete. *Central European Congress on Concrete Rngineering „Innovative Materials and Technologies for Concrete Structures. Proceedings,* Visegrád, 2007. pp. 245...249.
218. Tassi G., Jancsó Á.: Egy klasszikus bánati vasbeton híd mai szemmel. XII. *Nemzetközi Építéstudományi Konferencia,* 10. ÉPKO, Csíksomlyó, 2008. pp. 255...264.

219. Balázs L. Gy., Tassi G.: Concrete structures for urban development in Hungary. *Concrete Engineering in Urban Development, CCC 2008. Proceedings, Central European Congress on Concrete Engineering*, Editors J. Radić, J. Bleiziffer, Opatija, Croatia, 2-3 October, 2008. pp. 41...50.
220. Kozák J., Magyar B., Tassi G.: Fibre reinforced concrete elements for urban building façades., *Concrete Engineering in Urban Development, CCC 2008. Proceedings, Central European Congress on Concrete Engineering*, Editors J. Radić, J. Bleiziffer, Opatija, Croatia, 2-3 October, 2008. 469...474.
221. Tassi G. Gondolatok a feszített vasbeton 80 éve kapcsán. *ÉPKO 2008 XIII. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia*, Csiksomlyó 2009. pp. 467...474.
222. Tassi G.: Main features of design of EC bridges, *IASS Proceedings of the 7th Seminar on ECS, ČTU Prague, 2010.*, pp. 53...56.
223. Végh L., Tassi G.: A feszített vasbeton szalaghíd – a környezetbarát szerkezetek jó példája. *XIV. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, ÉPKO 2010, Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság, Csiksomlyó, Kolozsvár–Cluj-Napoca 2010.* Szerk.: Köllő G. pp. 368...373.
224. Christoforou, Ch., Tassi G.: Comparison of multi-storey residential buildings considering important respects of ECS. *Proc. X. Seminar of IASS WG18 Prague 2014.* pp. 24-33.

KÖZZÉTETT BIZOTTSÁGI MUNKA, FONTOSABB KUTATÁSI JELENTÉS

225. Vigh I., Tassi G.: *A váci sílők utófeszítése*. ÉM. 1961. 94 p. 192.*Vigh I., Tassi G., Czillei G.: *Csarnokfőtartók utófeszítési technológiája*. 1961.106 p.
226. Apáthy Á., Baksay Z., Ócsvár R., Kiss L., Petür A., Tassi G.: *Szabadszerelésű feszítettbeton hidak alkalmazásának lehetőségei*. KTE-KPM, 1961. 12 p.
227. Tassi G., Rump J.: *Centráliszimmetrikus elrendezésű lemezű vizsgálata próbaterheléssel*. ÉKME, 1976.
228. Tassi G.: *Elméleti és kísérleti kutatás feszített vasbeton tartók erőtérképének, alakváltozásának és repedezettségének meghatározására*. ÉKME, 1967. 44+198 p.
229. Tassi G., Klatsmányi T., Windisch A.: *A Kőzuti Hídszabályzat feszített vasbeton tartókra vonatkozó előírásaival kapcsolatos kutatás*. BME 1968. 169 p.
230. Tassi G., Windisch A., Ódor P., Walter G.: *Előregyártott feszítettbeton hidgerendák és vasbeton pályalemez-elemek helyszíni kapcsolatainak vizsgálata anyagmű modellel*. BME, 1971. 42 p. 38 ábra, 3 tábl.
231. Tassi G., Windisch A., Ódor P., Kálló M., Walter G.: *Modellkísérletek több főtartós hidak vizsgálatára*. BME 1971. 140 p.
232. Tassi G., Szalai J., Klatsmányi T., Windisch A.: *Az első magyar szabadon szerelt feszített vasbeton híd – a kunszentmártoni Hármas-Körös híd előzetes erőtani vizsgálata*. BME, 1971. 47 p. + 9 mell.
233. Tassi G., Windisch A., Ódor P., Walter G.: *Előregyártott feszítettbeton hidgerendák és vasbeton pályalemez-elemek helyszíni kapcsolatainak vizsgálata anyagmű modellel*. BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke 1971. 83 p.
234. Bölskei E., Tassi G., Klatsmányi T.: *A 20-30 m nyílású utófeszített típusúhidak*. BME, 1971. 16 p.
235. Tassi G., Windisch A.: *Modellkísérletek közbenső keresztartóval és anélkül készülő kéttámaszú, több főtartós feszített vasbeton közúti hídszerkezetek erőtérképének vizsgálatára*. BME, 1971. 140 p.
236. Tassi G., Windisch A., Ódor P., Walter G., Kisbán S.: *Utófeszített tartók tartóvég-vizsgálata*. 1. kötet. *Szakirodalmi kutatás* 132 p. 2. kötet. *A számítási mód*. 40 p. 3. kötet. *Kísérleti kutatás* 81 p. *Javaslat tartóvég-kialakításra*. 8 p. BME, 1972
237. Tassi G., Halász I., Ódor P., Erdélyi L., Faragó Zs.: *A kunszentmártoni Hármas-Körös híd előkísérletei*. BME, 1973.
238. Sebők F., Tassi G.: *Beépített előregyártott vasbeton gerendák állékonysága*. BME, 1973. 19 p.
239. Tassi G., Ódor P., Walter G.: *Rugalmasan ágyazott vasbeton tartóács modellvizsgálata*. BME, 1975.
240. Tassi G., Ódor P.: *Vasbeton körlemez vizsgálata modellkísérlettel különleges megtámasztási viszonyok esetén*. BME, 1977. 44 p.
241. Tassi G., Walter G., Mezős T.: *A vasbeton-szilárdságtan elemi módszereinek alkalmazása különféle méretű tartóknál*. BME, 1977.
242. Halász O., Palotás L., Szalmári I., Orosz Á., Tassi G., Dalmy D.: *Az M0 autópálya tervezett Duna-hídjairól*. BME, 1985. 6 p.
243. Gylloft, K., Daroch, A., McQueen, P., Tassi G., Venuti, V., White, J., Zenobi, G.: *Concrete railway sleepers, a state-of-the-art report*. FIP Commission on Prefabrication, Lulea^o, 1986. 166 p.
244. Tassi G. és Balázs L. Gy. szerk., Perchat, J. előszavával, Tepfers, R., Balázs L. Gy., Cairns, J., Ellgehausen, R., Gambarova, P., Gergely P., Giuriani, E., Jirsa, J., Skudra, A., Stöckl, S., Tassi G., Urban V., Vintzéleou, E., Windisch, A., Zielinski, J. L., Erdélyi L., Bódi I., Jarosz, T., Scibak, W.: *Anchorage zones of prestressed concrete members*. Bulletin d'Information No. 181. CEB, Paris, 1987. 137 p.
245. Nemesdy E., Tassi G.: *Vasbeton híd-pályaszerkezetek alakváltozása a szigetelés és a burkolat szempontjából*. BME, 1994.

PUBLIKÁLT RECENZÍÓ, NÉPSZERŰSÍTŐ CIKK, ELŐSZÓ, MEGEMLEKEZÉS

246. Mokk L., Tassi G.: *Betonkészítési tájékoztató*. ÉM. 31. sz. ÁÉV. 1961. 25 p.
247. Tassi G.: A feszített szerkezetekről. *ÉM 31. sz. Építők Híradója*, 1961. 13 p.
248. Rózsa P., Tassi G.: Fordító és Lektor előszava a magyar kiadáshoz. *Kármán Tódor – Maurice A. Biot „Matematikai módszerek műszaki feladatok megoldására”*. Műszaki Könyvkiadó, 1963. pp. 7-8.
249. Tassi G.: Bölcskei Elemér „Beton- vasbeton és feszítettbeton hidak” (1968) c. könyvéről. *Felsőoktatási Szemle XIX.* (1970). 2. pp. 127... 128.
250. Tassi G.: Szemle – Héberger Károly: „Építőmérnöki irodalomkutatás”. 1972. *Felsőoktatási Szemle XXI.* (1972) 4. pp. 255-256.
251. Tassi G.: Feszített vasbeton szerkezetek seregszemléje Csehszlovákiában. *A Jövő Mérnöke*, XX. (1973) 36. p. 2.
252. Tassi G., Szincsik J.: *Javaslat egyetemi szoborkert létesítésére*. BME, 1976. 2 p. + 1 lap.
253. Tassi G.: Győző Mihailich 1877-1966. *Periodica Polytechnica*, 22. (1978), 3-4. pp. 111...116.
254. Tassi G.: Scientific books and papers of Prof. Dr. Elemér Bölcskei. *Periodica Polytechnica*. 22 (1978) 3-4. pp. 119...123.
255. Tassi G.: Felavatták dr. Mihailich Győző szobrát a Budapesti Műszaki Egyetemen. *Mélyépítéstudományi Szemle, XXX.* (1980) 3.
256. Tassi G.: Moszti bratersztva. *Avtdorozsnik* 36, Harkov, 1983. p. 2.
257. Tassi G.: India és a feszített vasbeton szerkezetek. *A Jövő Mérnöke*, XXXIII. (1986) 11. p. 3.
258. Tassi G.: Kell(ene)-e műszaki műveltség a mérnöki diplomához? *A Jövő Mérnöke*, XXXIII. (1986) 16. p. 6.
259. Tassi G.: Lektor előszó helyett. *Klatsmányi Tibor: „Vasbetonszerkezetek, Feszített vasbetonszerkezetek”*. SZIKTMF, Tankönyvkiadó, 1988. pp. 3, 4.
260. Tassi G.: Preface. *Fédération Internationale de la Précontrainte, FIP '92 Symposium, Budapest, Proceedings 1.* 1992. p. 5.
261. Tassi G.: Preamble. *Complementary Volume Published by the Hungarian Scientific Society for Building on the Occasion of FIP Symposium '92 Budapest*, 1992. p. 3.
262. Tassi G.: Preface. *Proceedings of the US-Hungarian Bridge Conference at the Technical University of Budapest*, 1994. p. 3.
263. Tassi G.: Bölcskei Elemér születésének 75. évfordulójára. *Közlekedésépítés- és Mélyépítéstudományi Szemle, XLIII.* (1993), p. 126.
264. Tassi G., Balázs L. Gy.: A szerkezeti beton híd az emberek között. *A fib prágai szimpóziumáról. Vasbetonépítés*, 2000/1. p. 29.
265. Tassi G.: Jávor Tibor emlékére (1931-2000). *Vasbetonépítés*, 2000/3. p. 96.
266. Tassi G., Balázs L. Gy.: Beszámoló a 2000. évi fib szimpóziumról. *Vasbetonépítés* 2000/4. p. 124
267. Tassi G., Balázs L. Gy.: Beszámoló a fib 2001. évi berlini szimpóziumáról. *Vasbetonépítés*, 2001/4. p. 119.
268. Tassi G.: Salute to the 2. International Seminar on IASS ECS. *IASS Working Group 18 Environmentally Compatible Structures and Structural Materials (ECS), Proceedings of the 2. International Seminar on ECS*. Prague, 2001. p. 13.
269. Tassi G., Balázs L. Gy.: A fib első kongresszusáról. *Vasbetonépítés*, 2002/4. pp. 123-124.
270. Tassi G.: 75 éve született Márkus Miklós. *Vasbetonépítés*, 2003/2, p. 63.
271. Tassi G. (.): Búcsú dr. Garay Lajostól. *Vasbetonépítés*, 2002/1. p. 30.
272. Tassi G.: Lajos Garay 1923- 2002. *Structural Concrete, fib-News.*, 2002/3 No. 1. p. 43.
273. Tassi G.: Búcsú Szigyártó Lajostól (1942-2002). *Vasbetonépítés*, 2002/3. p. 96.
274. Tassi G.: Prof. Aarne Jutila, a hidépítéstan finn egyetemi tanára a BME új tiszteletbeli doktora. *Vasbetonépítés*, 2003/2, p. 64.
275. Tassi G. (T. G.): Csíksomlyó látta vendégül a VII. Nemzetközi Építéstudományi Konferenciát, az ÉPKO 2003-at. *Vasbetonépítés*, 2003/3 p. 87.
276. Tassi G.: Királyföldi Lajosné Sárosi Antónia egyetemi elismerése. *Vasbetonépítés*, 2003/3, p. 88.
277. Tassi G.: Stefan Polónyi – Wolfgang Walochnik „Architektur und Tragwerk”. *Könyvszemle, Vasbetonépítés*, 2003/3, p. 90.
278. Tassi G.: A VIII. EMT-ÉPKO Csíksomlyón a fib MT kihelyezett ülésével bővítve. *Vasbetonépítés* 2004/2. pp. 60...61.
279. Tassi G.: Újvidéken tartották az 5. Nemzetközi Duna-híd Konferenciát. *Vasbetonépítés* 2004/2. p. 64.
280. Tassi G. (T. G.): Megünnepeltük dr. Dalmy Dénes 65. Születésnapját. *Vasbetonépítés*. 2004/2. p. 64.
281. Tassi G. (T. G.): Tamás Lászlót köszöntjük 75. Születésnapján. *Vasbetonépítés*. 2004/2, p. 64
282. Tassi G. Schulek J.: Földeák Árpád, a magyar vasbetonépítés hosszútávú időn át volt doyenje emlékére, *Vasbetonépítés*, 2004/3. p. 94.
283. Tassi G.: Dr. Medved Gábor emlékeztére, *Vasbetonépítés* 2005/3. p. 120.
284. Tassi G.: Csíksomlyó 2005 – Bővülő fib MT - EMT kapcsolatok. *Vasbetonépítés* 2005/3 pp. 115-116.
285. Tassi G. (T. G.): Dr. Loykó Miklós 75 éves. *Vasbetonépítés* 2005/4. p. 152.
286. Tassi G. (T. G.): Dr. Németh Ferenc 75 éves, *Vasbetonépítés* 2005/4. pp. 152-153.
287. Tassi G., Balázs L. Gy.: Befejeződött Nápolyban a fib második kongresszusa, *Vasbetonépítés*, 2006/2, pp. 64-65.
288. Madaras G., Tassi G.: Dr. Kovács Béla 1942-2006, *Vasbetonépítés*, 2006/2. p. 67.
289. Novak, J., Tassi G.: Végh Lajos professzor 85 éves. *Vasbetonépítés*, 2006. p. 102.

290. Tassi G.: Mistéth Endre 1912-2006. *Vasbetonépítés*, 2006. p. 103.
291. Királyföldi L.-né, Tassi G.: Juhász Bertalan (1931-2001), *A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*. 2006. pp. 9-10.
292. Tassi G. (T. G.): Juhász Bertalan szakirodalmi és ipari munkássága. *A Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*. 2006. pp. 11...14.
293. Tassi G. (T. G.): Lakatos Ervin 75 éves. *Vasbetonépítés*, 2008/3. p. 98.
294. Tassi G.: Második évtedébe lépett az Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság Nemzetközi Építéstudományi Konferenciája (EPKO), *Vasbetonépítés*, 2007/2. p. 63.
295. Tassi G. (T. G.): Dr. Magyarai Béla 65. születésnapjára. *Vasbetonépítés*, 2007/2. p. 64.
296. Balázs L. Gy., Tassi G.: Magyar szemmel a FIB 2007. évi dubronniki szimpóziumáról, *Vasbetonépítés* 2007/3. pp. 64-85.
297. Tassi G.: Gyalog Károly (Charles Gaylord)(1926-1999) *Műegyetemen végzett építőmérnökök és munkásságuk 1943-1952*. (Szerk. Balázs Gy., Borosnyói A., Tóth E.) Műegyetemi Kiadó, 2007. p. 439..
298. Tassi G. (Fényképek: Józsa Zs.): Az Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság 2008. évi Építéstudományi Konferenciája – A fib Magyar Tagozata_részvételével_ *Vasbetonépítés* 2008/2, pp. 65-66.
299. Tassi G.: Jubileumi építéstudományi konferencia Csíksomlyón. *Vasbetonépítés* 2009/3, p. 99
300. Tassi G.: Márkus Miklós (1928-1994) *Műegyetemen végzett építőmérnökök és munkásságuk 1943-1952*. (Szerk. Balázs Gy., Borosnyói A., Tóth E.) Műegyetemi Kiadó, 2007. pp. 483-484.
301. Tassi G.: Szalai János (1920-1961) *Műegyetemen végzett építőmérnökök és munkásságuk 1943-1952*. (Szerk. Balázs Gy., Borosnyói A., Tóth E.) Műegyetemi Kiadó, 2007. pp. 524-525.
302. Tassi G.: A hidak szerepe és jelentősége dr. Träger Herbert munkássága tükrében. *Köszöntés dr. Träger Herbert 80. születésnapja alkalmából*, Lánchíd Füzetek, Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ, Budapest, 2007. pp. 160...162.
303. Simon K., Tassi G.: Mérei Veráról, *Mérei Vera*. (Szerk. Somlai J.) Budapest, 2009. pp. 145-146.
304. Tassi G., Jancsó Á.: A százéves temesvári Liget-úti híd mai szemmel. *Mindenki Kalendáriuma* 2009. Temesvár, 263...273.
305. Tassi G. (T. G.): Dr. Zvonimir Marić 65 éves, *Vasbetonépítés* 2009/2. p. 66.
306. Tassi G. (T. G.): Beluzsár János 65 éves. *Vasbetonépítés* 2009/3. p. 100.
307. Tassi G.: Az Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság XIV. konferenciája Csíksomlyón. *Vasbetonépítés* 2010/2, pp. 58...60.
308. Tassi G. (T. G.): Dr. Dulácska Endre 80. születésnapjára. *Vasbetonépítés* 2010/2, p. 62.
309. Tassi G. (T. G.): Polónyi István 80. születésnapjára, *Vasbetonépítés* 2010/2, p. 62.
310. Tassi G. (T. G.): Dr. Almási József köszöntése 70. születésnapján. *Vasbetonépítés* 2010/2, p. 63
311. Tassi G. (T. G.): Dr. Hamza István 65 éves, *Vasbetonépítés* 2010/2, p. 63
312. Tassi G. (T.G.): Dr. Orbán József 65. születésnapjára. *Vasbetonépítés*, 2010/3 p. 96
313. Tassi G.: Dr. Papp Ferenc egyetemi tanárról, a szeretett Feri bácsiról. *Papp Feren élete és munkássága* (szerk. Gálos M., Kürti I.), pp. 109-110.
314. Tassi G.: Adler György köszöntése 65. születésnapja alkalmából. *Vasbetonépítés*, 2012/2. p.60.
315. Tassi G.: Két kiváló magyar mérnök születésének 100. évfordulójára. *Vasbetonépítés*, 2012/2. p.63-64.
316. Tassi G. (T. G.): Dr. Träger Herbert köszöntése 85. születésnapja alkalmából. *Vasbetonépítés*, 2012/2. p. 94.
317. Tassi G.: Tamás László (1929-2012), *Vasbetonépítés*, 2012/2. p. 95.
318. Tassi G.: Hazánk nagy alkotó mérnöke, Dr. Mistéth Endre születésének centenáriuma, *Vasbetonépítés*, 2012/2. p. 95.
319. Tassi G. Dr. Erdélyi László 65. születésnapjára, *Vasbetonépítés*, 2012/2/4. p. 122.
320. Tassi G. (T.G.): Gratulálunk a 65 éves 7sigmondi Andrásnak.. *Vasbetonépítés*, 2012/4. p. 122-123.
321. Tassi G. (T.G.): Dr. Fogarasi Gyula üdvözlése 75. születésnapja alkalmából, *Vasbetonépítés*, 2012/2/4. p. 124.
322. Tassi G.: Királyföldi Lajosné jubilaris születésnapjára, *Vasbetonépítés*, 2012/2/4. p. 125.
323. Tassi G. (T.G.): Iványi János 65. éves, *Vasbetonépítés*, 2014/1 p. 20
324. Tassi G. (T.G.): Prof. Dr. Zvonimir Marić 70 éves, *Vasbetonépítés*, 2014/1 p. 20
325. Tassi G. (T.G.): Dr. Dalmy Dénes 75 éves, *Vasbetonépítés*, 2014/1 p. 21.
326. Tassi G. (T.G.): Dr. Németh Ferenc 1931-2014. *Vasbetonépítés*, 2014/1 p. 22.
327. Tassi G. (T.G.): Dr. Szerémi László 1927-2014. p. 23

VI .

A PUBLIKÁCIÓKON KÍVÜLI SZAKIRODALMI TEVÉKENYSÉG

Könyvek, egyetemi-főiskolai jegyzetek, folyóiratcikkek lektorálása, nemzetközi konferenciák kiadványainak szerkesztése, az ÉKME Tudományos Közleményei szerkesztőbizottsági tagja, a BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke ill. Hidak és Szerkezetek Tanszék Tudományos Közleményei és a Concrete Structures folyóirat szerkesztője. A Vasbetonépítés c. folyóirat lektori testületének tagja, Szakkönyv, szakcikkek fordítása, recenziók.

VII.
EGYETEMI OKTATÁS

Egyetemen oktatott tantárgyak, (1950-2010)

Az E-vel jelölt tárgyak előadója nappali tagozaton, a többi tárgy gyakorlatvezetője ill. előadója az esti vagy levelező tagozaton

Az intézmény:

Jelenlegi (2015) nevén:

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem,
Építőmérnöki Kar (1968-ig Mérnöki kar)

Az I. sz. Hídépítéstani Tanszéken (későbbi nevén Acélszerkezetek Tanszék)

Tartók statikája

Vas- és hídszerkezetek,

Az II. sz. Hídépítéstani Tanszéken (Ez a tanszék oszlott 1962-ban Építőanyagok Tanszékre ill. Vasbetonszerkezetek Tanszékére)

Építőanyagok,

Vasbetonépítéstan (Vasbeton szerkezetek alapelemei és szilárdságtana, magasépítési vasbeton szerkezetek - lemezek, keretek -),
Vasbeton- és kőhidak, Faszervezetek.

Vasbetonszerkezetek Tanszéke – az Acélszerkezetek Tanszékkel való egyesítés után Hidak és Szerkezetek Tanszék

Vasbetonszerkezetek (Lemezek, faltartók, lemezművek tározók) 9. félév, egy évfolyamon 1964-65) E
Vasbetonszerkezetek (Feszített vasben szerkezetek, általános hídépítés, vasbeton hidak (7. félév. 1966-91) E
Szerkezetvizsgálat. (1976.91) E

Német nyelven Stahlbetonbrücken, E Stahlbeton im Hochbau. E 2000

Az angol nyelvű tanfolyamokon (BSc és MSc fokozaton)

Concrete Bridges E Concrete Buildings E Testing of Structures E Hydraulic Structures E
Theory of Structural Design E
Diploma Work

VIII.
TUDOMÁNYOS KÉPZÉSEL (FOKOZATOKKAL) KAPCSOLATOS TEVÉKENYSÉG

Aspiránsok, doktoranduszok vezetése. Vizsgabizottságok, bíráló bizottságok tagja ill. elnöke.
Opponensi tevékenység belföldön és külföldön.

IX.
EGYETEMI OKTATÁSON KÍVÜLI ELŐADÁSOK

1958.08.25. Balatonvilágos, Vasbeton rúdszerkezetek erőjátékának meghatározása mátrixszámítási eljárással. A mátrixszámítás alkalmazása konferencia.

1959.12.01. Drezda, Vergleichende Betrachtungen zu den ungarischen und deutschen Stahlbetonvorschriften, Hochschule für Verkehrswesen Dresden, Seminar für konstruktiven Ingenieurbau

1959.12.12. Cottbus, Die Ermittlung von Haftspannungen in dem Einleitungsbereich von Spannbetonbauteilen, Hochschule für Bauwesen Cottbus, Seminar für konstruktiven Ingenieurbau

1959.12.15. Lipcse, Sie Anwendung des Matrizenkalküls zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme im elasto.plastischem Bereich, Hochschule für Bauwesen Leipzig, Seminar für konstruktiven Ingenieurbau

- 1960.09.22. Budapest, Über die Anwendung einpaariger Matrizen bei der Lösung eines statisch unbestimmten Systems im elasto-plastischen Zustand, II. magyar matematikai kongresszus.
- 1961.01.10 Budapest, Mérnöki Létesítmények Svédországban (Apáthy A.) KTE, Technika Háza
- 1961.04.13. Kaposvár, Beszámoló a Nemzetközi Hid-és Szerkezetépítési Egyesület VI. kongresszusáról (T. Apáthy A.) KTE, Kaposvári TIT Klub
- 1961.06.27 Budapest. Új építőipari módszerek Svédországban. Építők Klubja
- 1961.07.18. Vác, Néhány hazai utófestített szerkezet, DCM fiatal műszakiak klubja, ,
- 1961.10.23 Bratislava, Spannverfahren für Spannbetonbehälter mit Kreisgrundriss in Ungarn, VUS tudományos konferencia
- 1961.11.14. A feszített szerkezetekről, ÉTI továbbképző tanfolyama
- 1962.06.28 Budapest A FIP IV. Kongresszusa, MTA Statikai Albizottsága
- 1962.11.14. Eger, Korszerű feszített híd-szerkezetek. KTE
1964. Budapest, Feszített szerkezetek számítása, előadás-sorozat, 12 óra, MTI
- 1965.01.20. Nagymaros A vasbeton témájú szaktárgyak kérdései a fejlődés tükrében. BME Mérnöki Kar, anként
- 1965 Budapest, Load bearing structures. UNO Building Research Seminar, 20 óra előadás, 10 óra gyakorlat
1965. Budapest, Feszített szerkezetek számítása, MTI tanfolyam, 12 óra
- 1966.01.11. Az angliai vasbetonépítés, KTE
- 1966.03.26. Budapest Feszítettbeton hid-felszerkezetek, tipizálása, UVATERV hiroroda oktatási napja
1966. Budapest Válogatott fejezetek a vasbetonszerkezetek köréből, MTI 4 óra
- 1966.10.17. Budapest, Beszámoló a FIP V., párizsi kongresszusáról, Építők klubja.
- 1967.06.01 Budapest, A korszerű anyag-és szerkezetvizsgálat kérdései. Feszítettbetontartók vizsgálata, MTI
1967. 10.14. Harkov, Razvitie predvaritel'no-naprijazsenüh zselezobetonüh konsztrukcij v Vengrii. HADI
- 1967.10.27. Moszkva Nekotorüie voprosüü proektirovanija predvaritel'no naprijazsenüh zselezobetonüh konsztrukcij. , MISZI
- 1962.11.02. Budapest. Feszített vasbeton tartók határállapotainak vizsgálata A BME tudományos ülésszaka
- 1968.02.06. Budapest Az 1967. évi új Közúti Hídszabályzat. Feszített vasbeton szerkezetek tervezése és méretezése KTE anként
- 1968.04.25 és 05.02. Budapest. Az MTI Hidépítés-Alapozás c. tanfolyama 2-2 óra
- 1968.11.02. Budapest Szerkezetépítő mérnök szemmel a világ körül. Vasbetonépítés és előregyártás a Szovjetunióban, szerkezeti érdekességek Angliában MTI
- 1969.04.06. Eger, Feszített vasbeton szerkezetek alkalmazásának problémái. ÉTE
- 1969.04.19. Budapest, 05.21. Győr, 11.21. Kaposvár Az új magasépítési vasbeton szabvány alkalmazása, MTI
- 1969.04.21. Budapest, A hidépítések időszerű kérdései, MTI
- 1969.08.17. Balatonlelle, A mérnök és a matematikus együttműködése tartószerkezeti feladatok megoldásában, BME szakmai nap
- 1969.12.10. Budapest, Építmények terhelhető szerkezeteire vonatkozó új szabványsorozatok néhány elvi kérdése, Feszített vasbeton szerkezetek. MTI
- 1970.01.23. Budapest, A Bristol környéki hidak, KTE
- 1970.02.23. Pécs, Folytatólagos több támaszú feszített vasbeton szerkezetek építése szabad szereléssel, MTESZ-MTI
- 1970.04.24. Budapest, Néhány hazai specialitás és a Vasbetonszerkezetek Tanszékén végzett kutatások. BME ünnepi tudományos ülésszaka
- 1970.05.09. Budapest, Feszített gerendatartók vizsgálata és szerkezeti kialakítása. Méretezés repedéskorlátozásra. Több támaszú tartók tervezése. M
- 1970.06.09. Prága, Auswirkung der Vorspannung auf die Rissbeschränkung bei thermisch beanspruchten dickwandigen Gefässen. (Sebők F). FIP VI. kongresszus
- 1970.06.13. Prága. Outstanding Structures – other than buildings and bridges Hungarian national report. Other structures. FIP VI. kongresszus
- 1970.10.17. Budapest A feszített vasbeton tartók számításának gyakorlati kérdései. A számítás alapvető módszerei. A tartó felvétele különféle szempontok szerint. MTI
- 1970.11.26. Budapest, Beszámoló az 1970. évi párizsi FIP kongresszusról. Egyéb feszítettbeton szerkezetek, ÉTE
- 1970.12.12. Budapest, Feszített vasbeton tartók tervezése, az ellenőrzés gyors módszere, a gépi számítás előkészítése. Programelőkészítés. A program bemutatása és lefuttatása, MTI
- 1971.04.28. Bukarest, Cîteva sisteme noi de constructii de poduri din beton armat. Institutul de Constructii
- 1971.05.03. Iasi, Conceptii noi in proactarea constructiilor in beton armat si precomprimat. Institutul Politehnic Iasi
- 1971.10.22-28. Budapest, Szabadon szerelt és szabadon betonozott több támaszú feszített vasbeton szerkezetek. MTI előadásorozat, Te. Reviczky J., Penkala T.
1971. 12.03. Budapest, Szerkezetépítő szemmel Torontótól Jerevánig. Szerkezetépítő Kör. Vársárhelyi Pál Koll.
- 1972.04.13. Budapest, Tartószerkezetek méretezésének fejlődése a Pantheontól az Erzsébet hídig. Szerkezetépítő Kör. Vársárhelyi Pál Koll
- 1972.06.23. Budapest, Függesztett és feszítettbeton hídszerkezetek, Beszámoló az 1972. évi hollandiai FIP napokról, valamint a kapcsolódó tanulmányútról. KTE
- 1972.11.21 Prága, Preimusscsesztva novüh vengersküh norm po predvaritel'no naprijazsenüh konsztrukcij Anként a ČVUT-n.
- 1972.11.23. Prága Improvement of R.C. and P.C. structures. ČVUT anként
- 1973.03.29. Budapest, 05.16. Győr A fél-valószínűségi elven alapuló új tervezési szabványok. Feszített vasbeton szerkezetek. MTI

- 197.1973.04.06 Budapest To the problem of crack control of partially prestressed members. FIP Commission on Steel for Prestressing
- 1973.09.12. Budapest, Utófesztett tartóvég erőjátékának vizsgálata nagy léptékű anyagghú modellekkel. Előregyártás a mélyépítésben konferencia
- 1973.11.10. Prága, Forschung- und Entwicklung- Ergebnisse im Gebiet des Spannbetons, Celostátní Konference o Předpjátém betonu.
- 1974.05.28. New York Ekszperimantal'nüe isszledovanija i metodü rascseta po neszuscsej szoszobnosztü, deformacii i raszkörtüjja trescsin prednaprjzsenñuh elementov. FIP/PCI Kongresszus
- 1974.05.29. New York Analysis and model testing of the anchorage zone of post-tensuoned beams FIP/PCI Kongresszus
- 1974.05.30. New York, Outstanding structures- bridges, FIP/PCI Kongresszus
- 1975.03.12. Budapest, Beszámoló a FIP New Yorkban rendezett, VII. kongresszusáról. Fesztett vb. szerkezetek kutatási és fejlesztési irányai, kiemelkedő szerkezetek. ÉTE
- 1975.04.15. Budapest, Vasbeton szerkezetek kísérleti vizsgálatáról. BME az Építőipari Laboratórium felavatása
- 1976.04.08-15 Budapest, A beton és az acél kapcsolata vasbeton és feszítettbeton szerkezetekben, MTI
- 1976.10.04. Moszkva, tipovüe mosztovüe konsztrukcii iz szbornovo prednaprjzsenno zselezobetona, MIIT
- 1976.10.14. L'vov, Rascset i konsztrukтивanie balocsnüh ö kortobcsatüh proleñnih sztroenij, LPI
- 1976.10.10. L'vov, Opredelenie mesztnüh uszilij prednaprjzsenñuh balok na osznove analoij, LPI
- 1976.11.16. Budapest, Az új vasúti hídszabályzat „Beton- köanyagú szerkezetek” c. fejezete, KTE
- 1977.08.24. Stockholm, Systems of precast prestressed concrete bridges, KTH
- 1977.09.07. Lund, Investigation on the limit state of cracking by analytical method, Lunds University
- 1977.10.20. Budapest, Laboratory testing and quality control. FIP Commission of Prefabrication
- 1978.02.24. Budapest, Skandináviai utazások mérnöki szemmel, Vásárhelyi Pál kollégium, Szerkezetépítő kör
- 1978.03.20. Budapest, Mérnök szemmel Észak-Európánan, KTE
- 1978.05.02. London, Determination of the optimal mesh distance of FEM models for cracked PC members . FIP VIII. Congress
- 1978.05.03. London, Ocenka progiba prednaprjzsenñuh balok, FIP VIII. Congress
- 1978.05.04. London, Outstanding Structures – Other than bridges and buildings. National report, FIP VIII. Congress
- 1978.10.04. Budapest, Diszkontinuitások és képlékeny alakváltozások hatása rúdmodell erőjátékára, MTA MM TMK II. Tud. ülésszaka
- 1979.01.17. Budapest, Építmények-Elmélet, A FIP VIII. kongresszusáról, FIP MT ÉTE-KTE
- 1979.04.23. Moszkva, Metodü i eol' laboratornüh zanjatij v processze prepodavanija zsbk, MADI
- 1979.04.27. Budapest, Az agloporit felhasználása feszített vasbeton gerendák készítéséhez, ÉTE
- 1979.10.04. Gliwice, Structures of urban transport, Politechnika Slaska,
- 1979.11.08. Prága, Die Entwicklung der Stadtbrücken in Budapest, Celostátní Konference „problemy projektovani a stavby mestskych mostu. CSVTS, FIP. VHNP
- 1980.09.15. Bukarest, Crack width due to repeated load in prestressed lightweight concrete beams, FIP Symposium
- 1980.04.23. Budapest, Építési hibák, szakértői tapasztalatok, ÉTE
- 1980.09.22. Bukarest, Die Anwendung des Stahl- und Spannbetons in der Rekonstruktion und Weiterentwicklung der Stadtbrücken Institutul de Constructii
- 1980.10.02. Budapest, Az építőipar szerkezeti anyagai, Az OT és az MTA alkalmi bizottsága „A szerkezeti anyagok felhasználását befolyásoló tényezők hosszútávú alakulása” tárgyában
- 1981.01.22. Budapest, Teherhordó könnyűbeton. SZIKTI A könnyűbeton jelene és jövője ankét
- 1981.05.14. Győr Fesztett vasbeton tartók viselkedése ismételt teher esetéb, KTMF III. Tudományos Ülésszak.
- 1981.05.25. Kecskemét, Sajtolt csőhüvelyes betonacél toldás, Szegedi Akadémiai Bizottság Műszaki Szakbizottság Te. Magyarai B.
- 1981.06.05. Moszkva, Szbornüe tselezobetonñue konsztrukciogorodszkih puteprovodov i esztakad. MADI hidépítési szeminárium.
- 1981.06.08. Moszkva, Teoreticeszkie i ekszperimantal'nüe isszledovanija po korobcsatim zselezonnüm konstrukcijam. MADI hidépítési szeminárium.
- 1981.10.14. Zágráb, The laboratory work int he curriculum of Faculty of Civil Engineering at the Technical University of Budapest, Gradevinski Institut Zagreb.
- 1981.10.14. Zágráb, Concrete bridges in Budapest, Gradevinski Institut Zagreb.
- 1982.02.24. Port Said, Theoretical and experimental approach on the limit state design of P. C. members. Suez Canal University, Faculty of Engineering.
- 1982.02.27. Cairo, History and development of bridge construction. Egyptian Society of Engineers.
- 1982.03.06. Alexandria, Problems of the structural engineering education. University of Alexandria Fakulty of Engineering,
- 1982.03.07. Alexandria, Analysis of cracked P. C. beams, University of Alexandria Fakulty of Engineering,
- 1982.03.25. Lausanne, Fatigue of reinforcements with pressed sleeve splices. IABSE-IVBH-AIPC Colloquium on fatigue of steel and concrete structures. Te. Magyarai B.
- 1982.05.20. Budapest, Theory, design and laboratory testing of P. C. structures. Előadás a Yolai Műszaki Főiskola (Nigéria) oktató számára tartott továbbképző tanfolyamon, MTI
- 1982.06.07. Stockholm, Das Verhalten von Spannbetonbalken unter Zweiparameterlast, FIP 9th Congress Stockholm.

- 1982.06.08. Stockholm, Poteri predvaritel'nogo naprjazsenija i procsnoszty naklonnüh szecsenij balok iz legkogo betona. FIP 9th Congress Stockholm Te. V. K. Stepanyuk.
- 1982.06.30. Prága, Behaviour of R. C. and P.C. beams at repeated loading, Scientific Conference on the occasion of the 275th anniversary of the university foundation.
1982. 10.08. Budapest, A nyírt feszített vasbeton gerendák erőjátéka, Az MTA Műszaki Mechanikai Tanszéki Kutatócsoportja III. Tudományos Ülésszaka.
- 1982.12.08. Budapest, Feszített vasbeton tartók viselkedése ismételt, változó elrendezésű teherre, A BME Tudományos Ülésszaka az egyetem alapításának 200 éves évfordulója alkalmából,
- 1983.03.02. Budapest, Beszámoló a FIP 1982. évi . stockholmi kongresszusáról. Kiemelkedő szerkezetek, ÉTE-KTE Te. Tráger H.
- 1983.03.16. Harkov, Isztorija szttroitel'sztva budapestszkih mosztov..Zasedanie szoveta Harkovszkogo Avtomobil'no-dorozsnogo Insztituta.
- 1983.05.19. Pécs. A kísérletek szerepe a vasbeton szerkezetek oktatásában. IV. Mechanika-Szilárdságtan-Tartószerkezeti Oktatási Konferencia, PMMF.
- 1983.08.25. Miskolc, Analitikus módszer diszkrét pontokban kapcsolt rudak erőjátékának meghatározására, (Sajtoló csőhüvelyes betonacél-toldás modellje) IV. Magyar Mechanikai Konferencia. IUTAM Magyar Nemzeti Bizottság. Te. Magyarai B., Rózsa P.
- 1983.08.25. Miskolc, Feszített vasbeton tartók viselkedése beépítéskor. IV. Magyar Mechanikai Konferencia. IUTAM Magyar Nemzeti Bizottság.
- 1983.09.21. Akadeggorodok .Isszledovanija v oblaszti mehaniki v Vengrii. Insztitut Teoreticeszskoj i Prikladoj Mehaniki Szibirszkogo Otdelenija Akademii Nauk SzSzsZR Novoszibirszk.Te. Sebők F.
- 1983.09.23. Novoszibirszk, Mosztü i puteprovodü Budapesta, Naucsno-tehniceszki szeminar kafedr famulsetov mosztü i tonneli. Novoszibirszkogo Insztituta Inzsenerov Zseleznodorozsnogo Transzporta.
- 1983.09.23. Novoszibirszk, Organizacija ucsebnoj i naucsnoj rabotü v BTU, Naucsno-tehniceszki szeminar kafedr famulsetov mosztü i tonneli. Novoszibirszkogo Insztituta Inzsenerov Zseleznodorozsnogo Transzporta.
- 1984.01.18. Budapest, Új szabványok vasbeton szerkezetek tervezéséhez. A tartóssági vizsgálat,MTI 18. sz. tanfolyam
- 1984.04.12. Athén, design principles on anchorage zones of prestressed pre-tensioned and post-tensioned concrete members. CEB COM VI. TG1 meeting.
- 1984.04.13. Athén, Hungarian research in R. C. (Theoretical and experimental analyses) National Technical University of Athens,
1984. 04.17. Szófia, Dosztizsenie v oblaszti zselezobetonnüh konsztrukcij. vzamodejsztvie ekszperimentov bol'sogo nasztaba i rasczeta sz pomocsju konecsnüh elementov . Viszsi Insztitut Arhitektura i sztroitel'sztvo Szofia
- 1984.05.15. Győr, Előregyártott híderendák viselkedése a beépítési pontatlanságok figyelembe vételével. A KTMF IV. tudományos ülésszakán. Te. Bódi I., Strobl A.
- 1984.08.24. Pozsony, Reliability of stress strate due to prestressing in factory made elements. , III. Celosztatna konferencia o betone so zahranicnou učastou. Statika a dlhodobe sledovanie betonovych konstruikcii. CSVTS. Te. Erdélyi E., Bódi I.
- 1984.09.17. Budapest, Questions concerning the control of anchorage zones of prestressed concrete members according to national codes, Meeting of COM. VI. TG1 of CEB
- 1984.10.18. Plitvice, Construction problems of prestessed concrete bridge structures, Prvi kongres društva gradevinskih konstruktora Hrvatske,
- 1985.01.15. Lausanne, Presentation of the result and analysis of the incoming answers on the questionnaire concerning control of anchorage zones. CEB COM VI. TG1.
- 1985.04.29., Budapest, A vasbetonépítés 40 éves fejlődése, Vasbeton hidépítés, KTE-ÉTE anket
- 1985 06.03. Rotterdam, Anchorage of prestressing tendons, CEB Com. VI TG1
- 1985.08.28. Budapest, Modula structure in building laboratory education, Internationale Gesellschaft für Ingenieur Pädagogik 1985 Te. Fejős Cs.
- 1986.01. Budapest, Vasbeton hídszerkezetek fejlesztése, MTI 24+12 óra, Te. Reviczky J., Dalmy D., Strobl A.
- 1986.02.05. Budapest, Hidakés utak építése. A hidépítés helye és szerepe a magyar építőiparban. MTI
- 1986.02.18. Új Delhi, Outstanding and innovative tower-like structures in Hungary, Tenth International Congress of the FIP New Delhi, Noteworthy buildings and other structures
- 1986.05.15. Esztergom, Laboratóriumi kísérletek a betonalkaj fejlesztésére és minőségellenőrzésére, Betonaj konferencia, KTE – ÉTE Te. Varga L.
- 1986.09.18. Nanjing, Special effects on the behaviour of cracked RC and PC members, Internationale Symposium on Fundamental Theory of RC and PC concrete.
- 1986.10.07. Budapest, A vegyes vasalású feszített vasbeton szerkezetek elméleti és kísérleti vizsgálata, V. Tartószerkezeti és IV. Előregyártási konferencia, ÉTE Te. Bódi I.
- 1986.10.13 Brno, Folgen der Montageungenauigkeiten bei einer Spannbetonbrücke im Freivorbau mit Segmentbauweise, Celostatni konverence „Přičini vad a poruch betonovych kondrukcií“ Dum Techniky ČSVTS Brno,
- 1986.10.28. Tripoli, Crack control design od partially prestressed members under service load, Second International Conference on Concrete Technology for Developing Countrirs, Te. M. Magouri, Strobl.A.
- 1986.11.12. Milano, Recent development of prestressing for bridge structures in Hungaria, Seminario „Ponti e strutture de grande apertura. Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Strutturale

- 1987.02.16. Budapest, Épületek és egyéb szerkezetek, Beszámoló a FIP. X., Új Delhiben rendezett kongresszusáról, ÉTE-KTE-FIP MT
- 1987.03.26. Budapest, Minőség-ellenőrzés és a kísérleti vizsgálatok szerepe az előregyártásban, MTI fórum
- 1987.04.23. Helsinki, Recent results in prefabricated P. C. bridge construction, Tie-ja vesirakennushallitus
- 1987.04.26. Espoo, Theoretical and experimental investigations to improve R. C. and P. C. structures, Teknillinen Tutkimuskeskus
- 1987.04.29. Espoo The development of prestressed concrete bridges in Hungary, Teknillinen Korkeakoulu Helsinki
- 1987.04.29. Espoo, The system of teaching of R. C. and P. C. in Hungary and the role of laboratory experience, Teknillinen Korkeakoulu Helsinki
- 1987.05.27. Kassa, Gondolatok vasbeton szerkezetek felülvizsgálatára fordított munka mennyiségének optimalizálására, A Vysoka Škola Technicka Košice Tudományos ülésszak (Te Pinyőke G.)
- 1987.08.26. Miskolc Vasbeton szerkezetek helyi igénybevételeinek vizsgálata rétegbevonatos fotoelasztikus eljárással, IUTAM Magyar Nemzeti Bizottsága V.. Magyar Mechanikai Konferencia
- 1987.09.29. Portorož, Project sin civil engineering education, 16. International Symposium of IGIP (International Society for Engineering Education.) Te.: Fejős Cs.)
- 1987.09.29. Portorož, Some ways of knowledge transfer North-South. 16. International Symposium of IGIP (International Society for Engineering Education.) Te.:Z. Maric)
- 1987.10.21. Brno, The interaction between theory and laboratory exercises int he teaching eystem int he field of RC and PC. Fourth International Conference on Concrete.
- 1987.10.26. Budapest, A CEB szabályozó tevékenysége, tapasztalatok, alkalmazások. ÉTE, KTE
- 1987.12.02.München, The curriculum for RC and the laboratory exercises at the Technical University of Budapest, eminat für Massivbau TU München
- 1988.01.12. Budapest, Vasbetonszerkezetek hibái – hidak, MTI
- 1988.02.10. Hajdúszoboszló, Újszerű,kiemelkedő jelentőségű építmények. A műszaki közvéleményt érintő építési hibák, KEVIEP tanfolyam
- 1988.03.18. Péága, Mechanical splicing of deformed reinforcing bars, ČVUT
- 1988.06.02. Bratislava, Interaction betwee theory and experimental analysis of concrete structures, SVUT
- 1988.06.09. Moszkva,Isszledovanie detalej mosztovüh konsztrukcij , MADI
- 1988.06.15. Tbiliszi, Razvitie prednaprjzsennuh zselezobetonnuh elementov s ucsetom szisztemü szovremennogo armirovanija, Tbiliszszzkij insztitüt sztroitel'nuh materialov
- 1988.09.06. Jeruzsálem, Bond properties of prestressinglaboratory work, Ülés a
- 1988.06.24. Budapest, Teaching RC structures and the role of People to People Citizen Ambassador Program (USA) keretében
- 1988.08.28.Haifa. The interaction between theoretical and experimental analysis of R.C. and P.C. members, Seminar of the Department of Civil Engineering and Building Research Station , Technion
- 1988.09.06. Jeruzsálem Bond properties of pprestressing strands, FIP Symposium 1988 Jerusalem. Te.: Balázs Gy. L., Bódi I.
- 1988.09.08. Jeruzsálem, Invitation to FIP Symposia, Hungary, 1992, FIP Symposium 1988.
- 1988.08.15. Budapest, Typical failures of industrial buildings and other structures, International Symposium „Why do buildings fail?“ MTI
- 1988.11.30. Budapest, Feszítőacélok és feszítési rebdszerek, Beszámoló a FIP Symoisium 1988-ról. ÉTE-KTE
- 1989.02.01. Budapest, Szerkesztés szabályok, a CEB/FIP mintaelőírások tervezete, A CEB Magyar Tagozata ankétja,
- 1989.04.21.Prága, Prefabrication in civil engineering. Celoštátní konference se zahranični učasti, XI. konference o předpatém betonu, CV Společnosti stavební ČSVTS COS pro betonové konstrukce a mosty ČS narodní komitet FIP Dum Techniky ČSVTS Te. Fogarasi Gy.
- 1989.08.21. Budapest, Lift-form technology for multi-storey buildings, Meeting of the People to People Citizen Ambassador Program Delegates(USA and Hungarian specialists in concrete construction) BME Te. Nagy I.
- 1989.08.21. Budapest Slipform technology and construction of tower like structures, Meeting of the People to People Citizen Ambassador Program Delegates(USA and Hungarian specialists in concrete construction) BME Ballay I.
1989. 09.14.München, Über die Struktur des Unterrichts des Entwerfens von Tragkonstruktionen, 18, Internationales Symposium Ingenieurpädagogik '89. Te.: Pinyőke G.
- 1989.11.22. Budapest. 100 éves a magyar vasbetonépítés, a vasbeton szerkezetek fejlődése – feszített szerkezetek. MTI előadássorozat.
- 1990.03.21. Budapest, A feszített vasbeton időállósága, A BME, az ÉTE , KTE és SZIKKTI ünnepi ülése a 85 éves dr. Palotás László Kossuth-díjas ny. egyetemi tanár tiszteletére.
- 1990.06.06. Hamburg, Concrete structures I: Bridges, national report from Hungary, XI.th FIP Congress.
- 1990.06.09. Hamburg, The future Symposium FIP '92 Budapest, XI.th FIP Congress, Closing ceremony.
- 1990.07.03. Bécs, Die Vergangenheit, die Gegenwart und die Zukunft des Bildungswesengswesens im Fach Stahlbetonkonstruktionen, 19. Internationales Symposium. IGIP.
- 1990.09.05. Prága, Cracking of P.C. lightweight concrete beams under repeated static loads, V. Čelostatní konference o betonu, ČSVTS,
- 1990.10.09. Szolnok, Vasbeton és feszített vasbeton közötti hidak független tartószerkezeti ellenőrzése és próbatelhelése, Hidmérnöki konferencia, Te. Dalmy D.

- 1990.12.10. Budapest, Új eredmények a hidépítésben, Az ÉTE. a FIP MT és a KTE ankétja. Beszámoló a FIP. XI. hamburgi kongresszusáról. Te. Loykó M.
- 1991.03.27. Budapest, Új feszített vasbeton hídszerkezetek, beszámoló a FIP XI. kongresszusáról, A Közlekedési, Hírközlési Vízügyi Minisztérium Útgazdálkodási és Koordinációs Igazgatóságának ankétja.
- 1991.04.09. Madrid, Laboratory tests for the development and quality control of P. C. pre-tensioned railway sleepers. Symposium Internacional de Traviesas Ferroviarias Prefabricadas de Hormigón. Te. Varga L.
- 1991.06.19. Kassa, Design and construction of recent R. C. bridges, Vedecké zasedanie z príležitosti zhodnotenia profesorového konkursu Tibor Jávor, Dekanát Stavebnej Fakulty Technickej University v Košicach.
- 1991.06.21. Brioni, Construction and testing of P.C. bridges, Prvi Znanstveni Kolokvij mostovi, Društvo Hrvatskih Građevinskih Konstruktorá.
- 1991.08.30. Miskolc, Szakaszonként épülő vasbeton szerkezetek erőtérképe, VI. Magyar Mechanikai Konferencia, IUTAM Magyar Nemzeti Bizottsága, Te. Rózsa P.
- 1991.09.10. Győr, Szabadon szerelt feszített vasbeton hidak belső erőinek meghatározása mátrixelméleti módszerek alkalmazásával, SZIMF VI. Tudományos ülésszaka Széchenyi István születésének 200. évfordulója tiszteletére.
- 1991.09.17. Budapest, Előregyártott szerkezetek fejlődése. Beszámoló a FIP 1991. évi pekingi szimpóziumáról, ÉTE
- 1992.02.04. Vilnius, Novoe v proektivonii i troitel'stve zselezobetonnyh mostov. II. Tarptautines konferencijos „Naujos statybinės medžiagos, konstrukcijos ir technologijos statyboje“ Vilniaus Technikos Universitetas Statybos Fakultetas.
- 1992.02.10. Espoo, Comparative study on precast prestressed concrete girders and superstructures. Y-Suunnittelu Espoo.
- 1992.02.10. Espoo-Otaniemi, Design, construction and testing of P.C. bridges. Tekniillinen Korkeakoulu. Rekannus ja maanmittaus tekniikan osasto. Sillanrakennus tekniikan.
- 1992.05.12 Budapest, The strengthening and rehabilitation of a tower-like bauxite concrete structure, FIP '92 Symposium Budapest. Te. Ódor P.
- 1992.05.13. Budapest, Optimum labour spent for structural testing before rehabilitation. FIP '92 Symposium Budapest. Te. Pintyöke G.
1992. 05.13. Budapest. Closing speech. FIP '92 Symposium Budapest.
- 1992.09.09. New Brunswick, NJ, Research in R.C. and P.C. – theory and testing, Rutgers University College of Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering Seminar.
- 1992.09.11. Washington, DC, Review on the FIP '92 Symposium Budapest, FIP Council Meeting. Te. J. Dougill,
- 1992.09.16. New Orleans, LA., Past, present and future of engineering education in Hungary, Tulane University, Seminar of Civil Engineering.
- 1992.10.16. Riga, Contribution to the components of bond between prestressing wire and concrete. International Conference „Bond in Concrete“ from research to practice. Riga Latvia Jurmala Pumpuri Conference Centre. CEB TG VI/6 Anchorage Zones.
- 1993.03.17. Espoo, Analysis of forces in free cantilever P. C. bridges. sillanrakennus ja oston kerhoilla. RIL Suomen RAKennusinsin öörinen Liitto.
- 1993.05.19. Rio de Janeiro, Problems of tall buildings damaged by corrosion. International Conference on Tall Buildings, IABSE Brazilian Group, Te. Bódi I.
- 1993.06.15. Csorbató., Accumulation and interrelation of errors in concrete structures, International Conference on Failures of Concrete Structures, RILEM Technical Committee, Technical University Košice, FIP Czechoslovak National Group, Expertcentrum Bratislava. Te. Pintyöke G.
- 1993.10.14. Tokió, P. C. in Eastern Europe, P. C. Tokyo Seminar, P. C. Engineering Association, P. C. Contractors Association.
- 1993.10.18. Kyoto, Mechanical connections for R. C. and P. C. elements. FIP Symposium '93, Modern Prestressing Techniques and their Application, Te. Magyarai B.
- 1993.10.27. Tripoli, Complexity of experimental and theoretical analysis in the field of R. C. and P. C. structures. Keynote lecture. The 3rd International Conference on Concrete Technology for Developing Countries.
- 1994.05.30. Washington DC, Noteworthy P. C. structures for industrial buildings and bridges. Hungarian national report, FIP '94 XII. Congress (PCI)
- 1994.05.31. Washington DC, New types of prestressed concrete structures with reduced weight for industrial halls in Hungary. Poszter, FIP '94 XII. Congress (PCI) Te. Polgár L.
- 1994.06.13. Budapest, The main features of the development of concrete bridge construction in Hungary, US-H Bridge Conference, Technical University of Budapest and University of Michigan, Ankét.
- 1994.06.21. Varsó, Behaviour of twin box girder and multi-girder concrete bridges and test load. International Bridge Conference Warsaw '94. Road and Bridge Institute Warsaw.
- 1994.09.08. Poznan, The influence of period supervision on the lifetime of concrete bridges, II. International Scientific Conference Durability and service life of bridge structures. Te. Szilágyi É.
- 1994.10.26. Wrocław, The Hungarian road system with special emphasis on bridges. NATO Advanced Research Workshop – Regional Challenges to Improve a Deteriorated Transportation Infrastructure within Poland and its Neighbouring Countries.
- 1994.11.16. Buenos Aires, Development, achievements and problems of P. C. construction in Hungary, Asociacion Argentina del Hormigón Pretensado, Conferencia Especial, „Logros y Problemas del Desarrollo“ Facultad de Ingeniería de la Universidad del Buenos Aires.

- 1995.04.11. Budapest. Beszámoló a FIP XII. wasingtoni kongresszusáról, a FIP munkájáról, Magasépítési és egyéb szerkezetek, kutatás, tervezési irányelvek. FIP Magyar Tagozat – ÉTE
- 1995.05.26. Temesvár, Development of the Hungarian code for R. C. structures and experience with the EUROCODE. Zilele Academice Timișoara, Simpozion Materiale și Elemente Compozite,
- 1995.07.03.London, Prolongation of the lifetime of concrete bridges by strengthening, treatise using matrix analysis method. Structural faults & Repair – '95 , M. C. for the University of Edinburgh. Te. Szilágyi É.
- 1995.08.29. Miskolc, Vasbeton gerendahidak erőjátéka utófesztítéssel végzett erősítés esetén. VII. Magyar Mechanikai Konferencia, Miskolci Egyetem. IUTAM Magyar Nemzeti Bizottsága, az MTA Elméleti és Alkalmazott Mechanikai Bizottsága, az MTA Miskolci Akadémiai Bizottsága. Te. Szilágyi É.
- 1995.09.05. Brisbane, Refurbishment or demolition? Problems of P.C. skeleton buildings damaged by corrosion. Concrete '95. FIP Symposium Toward Better Concrete Structures, Session Refurbishment and Protection. Te. Szalai K., Orosz Á.
- 1995.09.11. Sydney, The role of laboratory work in concrete structures education. Lectures on concrete structures, Seminar, University of Technology, Sydney
- 1995.09.12. Sydney, Developments in R. C. and P. C. bridges constructed using the free cantilevering and incremental launching techniques. Lectures on concrete structures, Seminar, University of Technology, Sydney
- 1995.09.13. Sydney, Local effects in P. C. members. Lectures on concrete structures, Seminar, University of Technology, Sydney
- 1995.10.18. Havana, Pathology of P. C. structures, III, Congress Ibero-americano de Patologia de la Construcción y V. De Control de Calidad. UNAICC
- 1996.02.21. Budapest, „Towards better concrete structures” Beszámoló a FIP 1995. évi, Brisbane-ben tartott szimpóziumáról. FIP MT – ÉTE KTE
- 1996.05.22.Miedzyzdroje, Collapses of road bridges caused by different errors. Konferencia Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane”, Politechnika Szczecińska Wydział Budownictwa i Architektury.
- 1996.11.07. Gazimaguza, Laboratory and site testing of concrete structures, Keynotelecture, Fourth International Conference on Concrete Technology in developing Countries. Te. N. P. Lukin-
- 1997.02.12. Budapest, Az utófesztítés alkalmazása különleges szerkezeteknél – jelentős utófesztített szerkezetek. Beszámoló a FIP '96 (London) szimpóziumról. FIP MT – ÉTE.
- 1997.03.10. Johannesburg, Rational applicability of high strength concrete. FIP Symposium Johannesburg, The Concrete Society of Southern Africa. Te. Gábor P., Orbán Z.
- 1987.09.17. Budapest, Tervezés és kivitelezés – hidak, alagutak és más szerkezetek. „The Concrete Way to Development” – Beszámoló a FIP johannesburgi szimpóziumáról. A FIP MT anktéja.
- 1997.09.23. Csorbató, Local forces at the intersection of cast-in-situ pier-heads and prestressed precast bridge girders, 6th International Expertcentrum conference.
- 1998.05.26. Amsterdam, National report – buildings, bridges and other structures, FIP XIIIth Congress
- 1998.10.21. Kassa, Increasing of the reliability of strain measurement in concrete bridges, 7th International Expertcentrum Conference, Košice, Non-destructive Testing and Experimental Stress Analysis of Concrete Structures, TE. Fáy P.
- 1998.12.01 Budapest, Hidak – a *fib* MT beszámolója a FIP XIII., amszterdami kongresszusáról, Te. Mihalek T.
- 1999.11.18. Új Delhi, Learning from design errors and construction defects of P. C. structures. 5th International Conference on Concrete Technology for Developing countries.
- 2001.05.25. Prága, Environmentally compatible bridges, IASS WG18 on Environmentally compatible structures.
- 2001.09.13. Pozsony, Destruction of bridges and construction of temporary structures over the Danube in Hungary, 4th International Conference on Bridges across the Danube, Te. Iványi M.
- 2001.09.13. Pozsony, Cultural, economic background of Danube bridges, 4th International Conference on Bridges across the Danube, Te. Timár Gy.
- 2001.10.14. Budapest, A környezet igényeite figyelembe vevő tevékenység, a *fib* MT anktéja. Beszámoló a *fib* Szimpózium „Concrete and Environment 2001 10. hó 3-5. Berlin munkájáról. ÉMI-TÜV Bayern
- 2002.10.17. Osaka, Recycling of wire ropes for R.C., P.C. and F.R.C. structures, FIP 2002 Congress, Osaka Te: Magyarai N.- Szlivka J.
- 2002.06.21. Prága, Fundamentals of environmentally compatible bridges, IASS WG18 3rd International seminar on ECS Te. Iványi M.
- 2003.05.30. Csíksomlyó, A hidak és a környezetvédelem, ÉPKO 2003 EMT
- 2004.06.25. Prága Concept of environmentally compatible bridges, IASS WG18 4th International seminar on ECS Te. Iványi M.
- 2004.06.04. Csíksomlyó, A mérnök és a matematikus együttműködése tartószerkezeti feladatok megoldásában, ÉPKO 2004 VIII. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Te. Rózsa P.
- 2004.06. Újvidék, Environmental compatibility of Danube bridges, 5th International on Bridges across the Danube. Te. Iványi M.
- 2004.06.25. Prága, Bridge design considering environmental compatibility, IASS WG18 5th International seminar on ECS Te. Iványi M.
2005. 05. Budapest, Effect of prestressing on the appearance of concrete structures, *fib* Symposium 2005 Budapest, Te. Szlivka J, Farkas A.
- 2005.06.03. Csíksomlyó, A tartószerkezet megválasztása nagyszámú jellemző figyelembevételével, IX. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Te. Farkas A., Szlivka J.
- 2005.06.03. Csíksomlyó, A szerkezeti kialakítás hatása az építmény megjelenésére. IX. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Te. Szlivka J.

2005. 11. Sanghaj, Up-to-date technology and design methods of P. C. bridges, Sanghai University, Structural Engineering Seminar
2005. 11. Nanking, Environmentally compatible structures, International Symposium on Innovation and Sustainability os Structures in Civil Engineering, Te. Végh L.
2005. 11. Peking, Design metods of free cantilevered P. C. bridges. Tsinghua University, College of engineering, Civil Engineering Seminar.
- 2006.06. Csíksomlyó, A vasbetonépítés és anyagainak fejlődése Magyarországon, X. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Te, Balázs L. Gy., Szabó, K. Zs.
- 2006.06. Csíksomlyó, Acélok újrafelhasználása és betonok szálerősítése. X. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia, Te, Magyarai B., Szilvka J.
- 2006.10. Prága, Environmental compatibility, an important timely problem of bridge construction, IASS WG18 6th International seminar on ECS Te. Iványi M.
- 2007.07.05. Cavtat, Effect of non-metallic fibres on the concrete properties, *fib* Symposium Dubrovnik 2007 Te. Magyarai B.
2007. 06.01. Csíksomlyó, A repedezettség számítási kérdései vasbeton tartóknál, XI. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia,ÉPKO 2007
2007. 09.13. Budapest, the bridge construction activity of Department of Structural Engineering, 6th International Conference on Bridges across the Danube, Te. Farkas Gy., Iványi M, Völgyi I.
- 2007.09.13. Budapest, The Danube islands and main stream bridges to them, 6th International Conference on Bridges across the Danube, Te.Iványi M., Timár G.
2007. 09.13. Budapest, The classic bridges of the Bega Canal, 6th International Conference on Bridges across the Danube, Te. Jancsó Á.
- 2007.09. Visegrád, Application of glass metal fibres to improve concrete resistance, Central European Congress ob Concrete Engineering, (CCC) 2007. Te. Magyarai B. (Poster).
- 2008.06.13. Csíksomlyó, A klasszikus temesvári Liget úti hid mai szemmel. XII. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia,ÉPKO 2008. Te. Jancsó Á.
- 2008.10. Opatija, Concrete structures for urban development in Hungary, CCC 2008. Te. Balázs L. Gy.
- 2008.10. Opatija, Fibre reinforced concrete elements for urban building façades, CCC 2008. Te. Kozák J., Magyarai B.
- 2009.06.12. Csíksomlyó, A feszített vasbeton 80 éve, XIII. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia,ÉPKO 2009.
- 2010.06. Prága,Main features of design of EC bridges, IASS WG18 7th International seminar on ECS
- 2010.06.04. Csíksomlyó, Feszített vasbeton szalaghid, XIV. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia,ÉPKO 2010. Te. Végh L.
- 2011.05.27. Pécs, Rózsa Pál emlékezte, Tridiagonális és egypárú mátrixok alkalmazása tartószerkezeti feladatok megoldására, MATEP Pécs 2011.
- 2011.06. Baja, A vasbeton alkalmazási területe.Eötvös József Főiskola, Vízépítési és Vízgazdálkodási Intézet, előkészítő előadás.
- 2011.09.23.. Balatonfüred, PPFRC cornice and wall covering, CCC Balatonfüred. Poszter, Te. Kozák J., Magyarai B.

X.

EGYETEMI MEGBÍZATÁSOK (BME) ÉS KÖZREMŰKÖDÉS MÁS FELSŐOKTATÁSI INTÉZMÉNYEK BEN

Kari feladatok (Mérnöki ill. Építőmérnöki kar)

- Dékanhelyettes (1964-65)
- Feladatok kari bizottságokban
- Továbbképzési bizottság (tag)
- A termelési gyakorlatokkal foglalkozó bizottság (tag)
- Nyelvoktatási bizottság (tag)
- Doktori bizottság (tag, öt éven át elnök)
- Tantervbizottság
- Államvizsga- (későbbi nevén záróvizsga-bizottság (tag, 1977-2009-ig elnök))
- A Vasbetonszerkezetek Tanszéke laboratórumvezetője (1977-1991)
- Az Ybl Miklós Építőipari Műszaki Főiskola tanácsának tagja (10 éven át)
- A Pollack Mihály Műszaki Főiskola tanácsának tagja
- Kennedy-Ungár Ösztöndíj Alapítvány Kuratóriuma elnöke

XI.

TAGSÁG ÉS TEVÉKENYSÉG SZAKMAI ÉS TÁRSADALMI SZERVEZETEK BEN

- Kerületi építési-közlekedési bizottság (tag)
- MTA Vasbeton albizottság (titkár)
- Építéstudományi Egyesület (1971-től, örökös tag)
- Közlekedéstudományi Egyesület (1950 óta)
- Magyar Mérnöki Kamara (1991-től, örökös tag)
- MTA köztestület (tag)

Akadémiai Klub Egyesület (tag)

Nationa Geographic Society (tag 1964-2014)

A Nemzetközi Feszítettbeton Szövetség (FIP) Magyar Tagozata 1962-től az 1998 évi egyesülésig (tag, vezetőségi tag)

Az Európai-Nemzetközi Betonbitottság (CEB) Magyar Tagozata (tag) 1974-től az 1998 évi egyesülésig

A Nemzetközi Betonszövetség (fib) , az 1998 évi egyesüléstől fib=CEB-FIP) (tag, örökös tiszteletbeli elnök.)

Más hazai és nemzetközi szakmai szervezetek, amelyek munkájában résztvettem: IASS, IABSE-IVBH-AIPC, ISO, RILEM, EMT, MÉASZ, IUTAM, IGIP, GAMM, CCC)

XII.

MÉRNÖKI MUNKÁK

Felsorolom közvetlen munkahelyi vezetőimet (időrendben, nyugdíjazásomig):

Korányi Imre, Darvas Lajos, Mihailich Győző, Palotás László, Makk László, Bölskei Elemér, Orosz Árpád.

A munkatársak abc rendben –teljesség nélkül, függetlenül az együttműködés gyakoriságától:

Almási József, Baksa István, Balázs L. György, Béres Attila, Bódi István, Dalmy Dénes, Edöcs Ottó, Erdélyi László, Farkas György, Fáy Péter, Halász István, Hegedűs István, Horváth Albert, Kemény Zoltán, Klatsmányi Tibor, Kovács Béla, Lányi Jenő, Ódor Péter, Pintyőke Gábor, Pusztai Lajos, Rumpi János, Sebők Ferenc, Simurda László, Strobl András, Szalai János, Szalai Kálmán, Szilágyi Éva, Varga László, Windisch Andor.

A mérnöki munkák felsorolása abc rendben

Almásfűzitői Timföldgyár vasbeton tározók vizsgálata

Apafi-síremlék elhelyezése a Nemzeti Múzeumban

Baja, Vasúti Duna-híd próbaterhelése

Bajai vasbeton közúti Duna-híd pályázati terve.

Börgönd, a Honvédség helikopter-bázis épületei bauxitbeton szerkezeteinek vizsgálata

Budafoki úti kábegyár, darupályatartó vizsgálata

Budapesti metró, Árpád híd állomás főtartója

Csepeli csőgyár vasbeton szerkezetei, rövid konzolok vizsgálata

Csepeli Papírgyár, iroda- és raktárépületek erőtani vizsgálata.

Debreceni repülőtérről, kifutópálya-építésének anyagkimutatása

E felsorolásban azok a munkák szerepelnek, amelyek az építőipar gyakorlati (tervezési, tervellenőrzési, kivitelezési, fejlesztési, szakértői) feladatainak megoldását szolgálták. A legtöbb munkában munkatársakkal együtt dolgoztam, a felsorolt mérnöki feladatok legnagyobb részének felelőse, témavezetője voltam.

EHGTM hidgerenda szilárdsági-stabilitási vizsgálata Előfeszített hvasbeton hidgerenda szállítási-bféléptési kísérleti vizsgálata

EIVRT (Tungsram) gyár 15., 17., 36, 38. sz. épület szerkezetei (ebben a ballonhuta csarnok és bunkerek) erőtani számítása és szerkezetvizsgálata, valamint a sporttelep és raktárépületek szerkezetvizsgálata.

Előfeszített vasbeton keresztaljak fűrésztő vizsgálata.

Előfeszített vasbeton hidgerendák gyártási vizsgálata, a hegyeshalmi felüljárónál alkalmazott, tönkrement gerendák statikai-stabilitási vizsgálata

előregyártott hidgerendák gyártási, szerelési, stabilitási elemzése független erőtani számítása

Előregyártott keményfa-táblákból készült dongahéj laboratóriumi vizsgálata

Esztergomi Árpád-kori boltozott szerkezet vizsgálata

Esztergomi víztisztító telep vasbeton szerkezetei vizsgálata.

Feszített vasbeton födémgerendák alakváltozásának kísérleti vizsgálata és számítási eljárás kidolgozása Feszített vasbeton hidgerenda szállításakor fellépő dinamikus hatások vizsgálata.

Feszített vasbeton hídszerkezetek nyírás és repedezettségi kérdéseire vonatkozó vizsgálatok.

Feszített vasbeton iker vezetékartó oszlop terve

Feszített vasbeton vasúti keresztaljak vizsgálata számítással és kísérleti úton.

Flórián téri felüljáró, a felszerkezet erőtani vizsgálata

FT hidgerendák gyártósori vizsgálata

Ganz Hajó-és Darugyár, portáldarujának kísérleti vizsgálata

Gépipari Készlevező V. raktár födémcsere terve

Gyöngyösi tisztítóüzem vasbeton szerkezeteinek vizsgálata

Gyöngyösi tisztító üzem födémemelei vizsgálata

Hajlításra és nyírásra igénybevett, megrepedt előfeszített vasbeton gerendák számítási és kísérleti vizsgálata.

Hamburg, ELEMONTA elemgyár termékeinek tervezése és erőtani vizsgálata, összeállítása termékkatalógus számára

Havlicsköv Brod- Pohled, vasúti alagút vízvezető rendszerének felmérése, 1948

Havlicsköv Brod, vasúti vasbeton híd a Szava felett, állvány erőtani számítása és anyagkimutatása, 1948

Helyszíni pályalemezrel együttműködő sokbordás feszített vasbeton tartós hídszerkezet modellkísérleti vizsgálata.

Hídszerkezetek alakváltozásának hatása a pályaburkolatra tanulmány

I és U hidgerendák sokparaméteres összehasonlító elemzése

Ipari, 9 m-es csarnok főtartó tervellenőrzése és laboratóriumi vizsgálata.

Kecskemét, aBÁCSÉP által gyártott TT födémelem vizsgálata

Kecskeméti repülőtérről, kifutópálya felmérése és eállapotvizsgálata
 Kecskeméti repülőtérről üzemanyagtartályok és megközelítési utak tervelenőrzése
 Kéziszerszámgyár, vasbeton szerkezetek próbaterhelése
 Kiskunlacházi repülőtérről, lakótelep városépítési terve, vasbeton belső csarnok vizsgálata
 Kopott koronájú vasúti sínelemek vizsgálata
 Kőbányai iparvíz vezeték tartószerkezte
 Kör alakú talplemez modellkísérlete.
 Kör alaprajzú szerkezetek utófeszítő elemeinek súrlódási vizsgálatai.
 Körgyűrű alakú vasbeton lemez modellkísérlete részleges megoszló valamint koncentrált teherre
 Körszimmetrikus lemezű próbaterhelése
 Kunszentmárton, szabad szereléssel épülő utófeszített Hármaskörös híd előkísérletei, független erőtani számítása.
 Lakóépületek bauxitbeton szerkezeiteinek vizsgálata (több tucat épület)
 M0 autópálya soroksári Duna-ág hídja próbaterhelése
 Magas Panther stabilitásvizsgálata
 Magas töltés alatti átjáró pályázati terve
 Magyar Távirati Iroda, méteres fotólaborra korróziós károkat szenvedett vasbeton szerkezeiteinek vizsgálata
 Margitszigeti Nagyszálló központi terme meghibásodott bauxitbeton szerkezeiteinek vizsgálata
 Mátraháza, tüdőgyógyintézet fa- és bauxitbeton tartószerkezeiteinek erőtani vizsgálata
 Mátyásföldi víztorony erőtani vizsgálata, a beton és betonacél szilárdsági vizsgálata.
 Mikroöbölök kísérleti vizsgálata
 MOH-csomópont híd-felszerkezetek és a HÉV-híd tervelenőrzése
 Mo-Ta-La gyűrűirányú feszítés alkalmazásának tervezése a DCM húsz cementszilójánál, hat készletszilójánál, két váci folyadéktartállyal, kőbányai pakuratartállyal, magas vasbeton gyárkémény alapjánál, a győri gyárvárosi víztoronyonál, a Dunakeszin épült felszíni vízkivételi mű függőleges áramlású tisztítóartályai fedélszerkezetének talpgyűrűje, összesen kb. 80 szerkezet.
 Műanyag habarccsal illesztett, előregyártott elemekkel készülő vasbeton hídszerkezet helyszíni kísérleti vizsgálata.
 Nagyfeszültségű vezetékterelő oszlopok acélszerkezeti terve
 Nagyphantosi gabonatarhász fűdémcsere-terve
 Nemzeti Galéria, kupola-talpgyűrű vizsgálata.
 Nemzeti Sportuszoda bauxitbeton ívszerkezete és csepegőtéri szerkezetének erőtani vizsgálata.
 Nyírbogdányi víztorony alaptest-vizsgálata
 Nyíregyháza, Cordatic gumigyár csarnok vasbeton tartószerkezeiteinek vizsgálata
 Nyugati téri felüljáró vizsgálata és az építési pontatlanságok elemzése.
 OTI központi és szárnyépület bauxitbeton szerkezeiteinek erőtani számítása és szerkezetvizsgálata.
 OTI sérült oszlop kiváltása acélszerkezettel, az erőtámadás ellenőrzése méréssel, az oszlop felújításának terve.
 Paksi atomerőmű csarnok főtartó kísérleti vizsgálata
 Paksi erőmű főtartója teljes léptékű kísérleti vizsgálata
 Pécsi toronyház feszítőacéljainak korrózióvizsgálata.
 Petőfi híd vasbeton pályaszerkezete vizsgálata a híd felújítása előtt
 RADELKIS előtét-konzoljának erőtani ellenőrzése és helyszíni kísérleti vizsgálata
 Rákóczi úti árkádok kiváltó szerkezetek tervelenőrzése
 Recsk szekrényes utófeszített vasbeton vasúti Tarna-híd erőtani vizsgálata, előkísérlete és próbaterhelése
 Rókus-kórház felújítás utáni szerkezetvizsgálata
 Román-magyar ármentesítés hídjainak terve
 Sajtott csőhüvelyes betonacél-toldás elméleti és kísérleti vizsgálata
 Salgóbányai és szigetvári keményfa dongahéj-szerkezetű sportcsarnokok kísérleti vizsgálata
 Szálerősítésű műanyag beléssű csatornaanyag- és szerkezetvizsgálata
 Szegedi 19. századi épület öntöttvas tartószerkezeiteinek vizsgálata.
 Szegvári kenderáztató vasbeton szerkezeiteinek vizsgálata
 Székesfehérvár, hiperbolikus paraboloid héjszerkezet próbaterhelése
 Székesfehérvári színházépület állagvizsgálata
 Szekrényes vasbeton gerenda hídszerkezet modellkísérleti vizsgálata
 Szolnok, Középhullámú adótorony *átalakítási terve*
 Szolnoki Szent István Tisza-híd utófeszített vasbeton és szakaszos előretolással épülő szerkezeti
 Tapolca repülőtérről irányító épület vizsgálata
 Távközlési előregyártott vasbeton elemek kísérleti vizsgálata,
 Tóbalap kísérleti vizsgálata
 TVK csomagolóépület tartószerkezete áttervezése előregyártott változatra.
 TVK üzemi csőhid előfeszített vasbeton gerendái gyártásellenőrzése, 18 m-es csarnok főtartó helyszínen előregyártott utófeszített gerendái feszítésének ellenőrzése.
 Utófeszített vasbeton gerendák korrózióvizsgálata.
 Vác, Csúszószaluzattal épülő szerkezetek betonjának szilárdsági vizsgálata.
 Változó magasságú utófeszített vasbeton tartóerő erőtani számítása és nagyléptékű, anyagű modellkísérleti vizsgálata-
 Vasbeton ívszerkezetek tartóssági vizsgálata.

Vezseny és Besenyszög, 1951 Kecskemét-Lakitelek vasútvonal repülőtéri iparvágánya magassági vonalvezetése áttervezése és közúti átjáró terve.

Visegrádi folyadéktartályok tervellenőrzése.

Volt Pénzügyi Központ Szabadság téri épülete és a Horánszky utca 1. sz. lakóépület tartószerkezeteinek részletes erőtani számítása és anyagvizsgálata

Zala megyei közúti hidak időszakos vizsgálata, mintegy 20 hídszerkezet, közöttük a zalaegerszegi kaszaházi Zala-híd, a Zala folyó hídjai Kehida-Kustánynál és más Zala hidak

Zalaegerszeg. EIVRT (TUNGSRAM) gyártó csarnok vasbeton szerkezeteinek vizsgálata

XIII.

KITÜNTETÉSEK, ELISMERÉSEK

1954 Árvízvédelmi Érem Minisztertanács

1971. Kiadói Nívódíj Tankönyvkiadó V

1971 A Munka Érdemrend bronz fokozata Elnöki Tanács

1971 Tankönyvkiadó Kiadói nívódíj

1980 Kiváló Munkáért kitüntetés Minisztertanács

1982 Kiváló véradó kitüntetés arany fokozata Magyar Vöröskereszt Kiváló véradó kitüntetés arany fokozata

1992 FIP MEDAL érdemérem, FIP London

1993 Az egyetemi tanári cím nyugállományba vonulás utáni viselése

1996-tól több alkalommal, Teacher of the Year, T.U.B. Student's International Union

1998 A *fib* Magyar Tagozata Örökös tiszteletbeli elnöki cím

2000 Arany díszoklevél BME

2002 A *fib* első kongresszusa kitüntetése, Osaka

2005 Palotás László-díj

2007 Örökös mérnöki kamarai tag cím Budapesti és Pest megyei Mérnöki Kamara

2010 Gyémánt Díszoklevél BME

2010 Műszaki Doktori Aranyoklevél BME

2015 Építőmérnöki Vas Díszoklevél BME