



UCTEA Turkish Chamber of Civil Engineers
TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Turkish Journal of Civil Engineering

formerly
Teknik Dergi

Volume 36
Issue 4
July 2025



Turkish Journal of Civil Engineering (formerly Teknik Dergi) Publication Principles

Turkish Journal of Civil Engineering (TJCE), a non-profit, open access scientific and technical periodical of UCTEA Chamber of Civil Engineers, publishes papers reporting original research work and major projects of interest in the area of civil engineering. TJCE annually publishes six issues and is open to papers in English and Turkish. It should be noted that TJCE (formerly, Teknik Dergi/ Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers) is being published regularly for more than 30 years since 1990. Main publication principles of TJCE are summarized below:

1. Articles reporting original scientific research and those reflecting interesting engineering applications are accepted for publication. To be classified as original, the work should either produce new scientific knowledge or add a genuinely new dimension to the existing knowledge or develop a totally new method or substantially improve an existing method.
2. Articles reporting preliminary results of scientific studies and those which do not qualify as full articles but provide useful information for the reader can be considered for publication as technical notes.
3. Discussions received from the readers of the published articles within three months from publication are reviewed by the Editorial Board and then published together with the closing remarks of the author.
4. Manuscripts submitted for publication are evaluated by two or three reviewers unknown to the authors. In the light of their reports, final decision to accept or decline is taken by the Editorial Board. General policy of the Board is to get the insufficient manuscripts improved in line with the reviewers' proposals. Articles that fail to reach the desired level are declined. Reasons behind decisions are not declared.
5. A signed statement is taken from the authors, declaring that the article has not been published as a "journal article or book chapter". In case the Editorial Board is in the opinion that the article has already been published elsewhere with minor changes or suspects plagiarism or a similar violation of ethics, then not only that article, but none of the articles of the same authors are published.
6. Papers reporting works presented as conference papers and developed further may be considered for publication. The conference it was presented to is given as a footnote in the first page.
7. Additionally, a document signed by all authors, transferring the copyright to UCTEA Chamber of Civil Engineers is submitted together with the manuscript.



UCTEA Turkish Chamber of Civil Engineers
TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Turkish Journal of Civil Engineering

formerly
Teknik Dergi

Volume 36
Issue 4
July 2025



UCTEA Turkish Chamber of Civil Engineers
TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Necatibey St. No: 57, Kızılay 06440 Ankara, Turkey

Tel: +90.312.294 30 00 - Faks: +90.312.294 30 88

E-mail: imo@imo.org.tr - www.imo.org.tr

Publisher (Sahibi):

Nusret SUNA

On behalf of UCTEA Turkish Chamber of Civil Engineers

Administrative Officer (Yazı İşleri Müdürü):

Bülent TATLI

Volume 36 - Issue 4 - July 2025 (*Cilt 36 - Sayı 4 - Temmuz 2025*)

Published bi-monthly. Local periodical. (*İki ayda bir yayınlanır, yerel süreli yayın*)

Date of Print: July 1, 2025 (*Baskı Tarihi: 1 Temmuz 2025*)

Quotations require written approval of the Editorial Board.

(*Yayın Kurulunun yazılı onayı olmaksızın alıntı yapılamaz.*)

ISSN: 2822-6836

Turkish Journal of Civil Engineering (formerly Teknik Dergi) is indexed by

- Science Citation Index Expanded
- Scopus
- Journal Citation Reports / Science Edition
- TRDizin
- Engineering Index
- Concrete Abstracts (American Concrete Institute)
- National Technical Information Service (US NTIS)
- CITIS
- EBSCO
- Ulrich's International Periodical's Directory
- Google Scholar

Turkish Journal of Civil Engineering (formerly Teknik Dergi) is a peer reviewed open access periodical publishing papers of original research and interesting practice cases. It addresses both the research community and the practicing engineers.

Printed by (Baskı):

Promed Ajans Tanıtım Matbaa

Güzeltent Mh. Şht. Haydar Yolcu Cd. 6E-8 Eryaman, Etimesgut / Ankara

Tel: 0.312.282 64 83

Turkish Journal of Civil Engineering (formerly Teknik Dergi)

Editor-in-Chief:

Alper İLKİ

Editors:

İsmail AYDIN

Özer ÇİNİCİOĞLU

Metin GER

Serdar GÖKTEPE

Burcu GÜLDÜR ERKAL

Gürkan Emre GÜRCANLI

Kutay ORAKÇAL

Bora PULATSÜ

İsmail ŞAHİN

Özkan ŞENGÜL

Tuğrul TANKUT

Mustafa TOKYAY

Ufuk YAZGAN

Emine Beyhan YEĞEN

Drafting Language Check:

Metin GER

İsmail ŞAHİN

Özkan ŞENGÜL

Mehmet UTKU

Editorial Assistant:

Çağlar GÖKSU AKKAYA

Secretary:

Cemal ÇİMEN

Advisory Board:

Prof. M. Aral, USA

Prof. D. Arditi, USA

Prof. A. Aydilek, USA

Prof. K. Beyer, Switzerland

Prof. N. Çatbaş, USA

Prof. M. Çetin, USA

Prof. M. Dewoolkar, USA

Prof. T. Edil, USA

Prof. K. Elwood, New Zealand

Prof. M. Fardis, Greece

Prof. G. Gazetas, Greece

Prof. P. Gülkan, Türkiye

Prof. J. Han, USA

Prof. I. Hansen, Netherlands

Prof. T. Hartmann, Germany

Prof. F. Imamura, Japan

Prof. T. Kang, Korea

Prof. K. Kusunoki, Japan

Prof. S. Lacasse, Norway

Prof. R. Al-Mahaidi, Australia

Prof. K. Özbay, USA

Prof. H. Özer, USA

Prof. S. Pampanin, Italy

Prof. A. J. Puppala, USA

Prof. M. Saatçioğlu, Canada

Prof. C. Santamarina, Saudi Arabia

Prof. S. Sheikh, Canada

Prof. E. C. Shin, South Korea

Prof. J. Smallwood, South Africa

Prof. M. Sümer, Türkiye

Dr. H. A. Şentürk, Türkiye

Dr. S. S. Torisu, Japan

Prof. E. Tutumluer, USA

Prof. M. Tümay, USA

Reviewers:

This list is renewed each year and includes reviewers who served in the last two years of publication.

Suman Kumar	Niyazi Özgür BEZGİN	Esra Ece ESELLER	Esat Selim KOCAMAN	Nuri SERTESER
ADHIKARY	Ozan BİLAL	BAYAT	Salih KOÇAK	Emel SEYHAN
Kamil Bekir AFACAN	Turhan BİLİR	Müberra ESER AYDEMİR	Niyazi Uğur KOÇKAL	Halil SEZEN
Ayda Şafak AĞAR	Senem BİLİR	Tuğba ESKİŞAR TEFCİ	Baha Vural KÖK	Alper SEZER
ÖZBEK	MAHÇİÇEK	Abdullah GEDİKLİ	Metek KÖKEN	Metin SOYCAN
Elif AĞCAKOCA	Barış BİLNİCİ	Ergun GEDİZLİOĞLU	Özgür KURÇ	Kurtuluş SOYLUK
Bülent AKBAŞ	Jitendra BOTHARA	Mehmet GENES	Ali Osman KURUŞÇU	Serdar SOYÖZ
Sami Oğuzhan AKBAŞ	İlker BOZ	Ahmet Talha GEZGİN	Muhammed Emin KUTAY	Tayfun Altuğ SÖYLEV
Zühal AKBAY ARAMA	İlknur BOZBEY	Sadık Can GİRGİN	Akif KUTLU	Haluk SUCUOĞLU
Rıfat AKBIYIKLI	Ali BOZER	Zehra Canan GİRGİN	Merih KÜÇÜKLER	Erol ŞADOĞLU
Özge AKBOĞA KALE	Mehmet Bakır BOZKURT	Michele GODIO	Abdullah KÜRKÇÜ	Zekai ŞEN
Sarven AKCELYAN	Zafer BOZKUŞ	Saadet Gökçe GÖK	Erol LALE	Burak ŞENGÖZ
Burcu AKÇAY	Zekai CELEP	Tansu GÖKÇE	Jose LEMOS	Gülüm TANIRCAN
ALDANMAZ	Halim CEYLAN	Serdar GÖKTEPE	Todd LITMAN	Serhan TANYEL
Cihan Taylan AKDAĞ	Ömer CİVALEK	Semih GÖNEN	Fağih MAARİF	Mucip TAPAN
Bekir AKGÖZ	Barlas Özden	Ali GÜL	Müslüm Murat MARAŞ	Ergin TARI
Cem AKGÜNER	ÇAĞLAYAN	Fazlı Erol GÜLER	Ali MARDANİ	Yüksel TAŞDEMİR
Erkan AKPINAR	Ferit ÇAKIR	İlgin GÜLER	Kasım MERMERDAŞ	Ali Şahin TAŞLIGEDİK
Muhammet Vefa	Melih ÇALAMAK	M. Fethi GÜLLÜ	Halit Cenaz MERTOL	Kerem TAŞTAN
AKPINAR	Gülben ÇALIŞ	Adil GÜLTEKİN	Mehmet Murat MONKUL	Hasan TATLI
Atakan AKSOY	Süheyla Pelin	Fırat GÜMGÜM	Nihat MOROVA	Serdal TERZİ
Hafzullah AKSOY	ÇALIŞKANELLİ	Gürkan GÜNAY	Yetiş Şazi MURAT	Berrak TEYMUR
Bekir AKTAŞ	Serdar ÇARBAŞ	Taylan GÜNAY	Sepanta NAIMI	Hüseyin Onur TEZCAN
Osman AKYÜREK	Tevfik Kutay	Lütfullah GÜNDÜZ	Salih OFLUOĞLU	Mesut TİĞDEMİR
Uğurhan KAYÜZ	ÇELEBİOĞLU	Samet GÜNER	Fuad OKAY	Salih TİLEYLİOĞLU
Alper ALDEMİR	Ahmet Ozan ÇELİK	Burcu GÜNEŞ	Didem OKTAY	Onur Behzat TOKDEMİR
Cenk ALHAN	Oğuz Cem ÇELİK	Oğuz GÜNEŞ	Derviş Volkan OKUR	Nabi Kartal TOKER
Kayran ALTAN	Ozan Cem ÇELİK	Mehmet Şükrü GÜNEY	Meral OLTULU	Ali TOPAL
Gülşay ALTAY	Hilmi Berk ÇELİKOĞLU	Tuba GÜRBÜZ	Şeref ORUÇ	Cem TOPKAYA
Muhammet Gökhan	Mecit ÇETİN	BÜYÜKKAYIKÇI	Okan ÖNAL	Cenk TORT
ALTUN	Elif ÇİÇEK	Aslı Pelin GÜRGÜN	Akın ÖNALP	Hasan TOSUN
Adlen ALTUNBAŞ	Emin ÇİFTÇİ	Ercan GÜRSER	Bihraz ÖNÖZ	Kamile TOSUN
Yalçın ALVER	Hüseyin ÇİLSALAR	Tefarruk HAKTANIR	Cihan ÖSER	FELEKOĞLU
Mustafa M. ARAL	Erdal ÇOKÇA	Soner HALDENBİLEN	Türkan ÖZBALTA	Gökçe TÖNÜK
Ahmet ARGEŞO	Turgay ÇOŞGUN	Ömer Faruk HALICI	Yiğit ÖZÇELİK	Kemal Dingen TÖZER
Erdi ARICI	Ayşe DALOĞLU	Hussein HAMADA	Gökhan ÖZDEMİR	Nursu TUNALIOĞLU
Yalın ARICI	Yakup DARAMA	Ingo A. HANSEN	Zuhal ÖZDEMİR	Gürsoy TURAN
Musa Hakan ARSLAN	Kutlu DARILMAZ	Emre HASPOLAT	Murat ÖZEN	Kaan TÜRKER
Okan ARSLAN	Alper DEMİR	Mustafa HATİPOĞLU	Pelin ÖZENER	Hasan Nuri
Deniz ARTAN İLTER	Cem DEMİR	Lucas HOGAN	Ekin ÖZER	TÜRKMENOĞLU
Deepankar Kumar	Hacımurat DEMİR	Sabriye Banu İKİZLER	Hasan ÖZER	Cüneyt TÜZÜN
ASHISH	Selçuk DEMİR	Okan İLHAN	Hakkı Oral ÖZHAN	Mehmet Baran ULAK
Aysegül ASKAN	Uğur DEMİR	Erol İSKENDER	Hulusi ÖZKUL	Berna UNUTMAZ
GÜNDOĞAN	Ender DEMİREL	Medine İSPİR ARSLAN	Zeynep Huri ÖZKUL	Mehmet UTKU
Ali Osman ATAHAH	Mehmet Cüneyd	Recep İYİSAN	BİRGÖREN	Volkan Emre UZ
Hakan Nuri ATAHAH	DEMİREL	Nuray Işık KABDAŞLI	Aşkın ÖZOCAK	İbrahim Mert UZUN
Güzide ATASOY ÖZCAN	Murat DİCLELİ	Mehmet Rifat	Sadık ÖZTOPRAK	Mehmet Seçil UZUNER
Ali Osman ATEŞ	Seyyit Ümit DİKMEN	KAHYAOĞLU	Baki ÖZTÜRK	Deniz ÜLGEN
Mustafa ATMACA	Ahmet Anıl DİNDAR	Özkan KALE	Gözde Başak ÖZTÜRK	Mehmet Barış Can
Özgür AVŞAR	Gamze DOĞAN	Volkan KALPAKÇI	Onur ÖZTÜRK	ÜLKER
Cem AYDEMİR	Mustafa DOĞAN	Muhammed KAMAL	Mustafa ÖZUYSAL	Ali ÜNAY
Ersin AYDIN	Ünal DOĞAN	Reza KAMGAR	Nilüfer ÖZYURT	Cüneyt VATANSEVER
Serdar AYDIN	Marco DOMANESCHI	Hakan Alper	ZİHNİOĞLU	Oral YAĞCI
Ülker Güner BACANLI	Cemalettin DÖNMEZ	KAMİLOĞLU	Erhan Burak PANCAR	Ahmet YAKUT
Gökhan DÖK	Ebru DURAL	Fatih KANTARCI	Seval PINARBAŞI	Erkut YALÇIN
Mehmet Nurullah BALCI	İsmail DURANYILDIZ	Armağan Fatih	ÇUHADAROĞLU	Aslı YALÇIN
Selim BARADAN	Cengiz DÜNDAR	KARAMANLI	Elişan Filiz PİROĞLU	DAYIOĞLU
Eray BARAN	Özgür EKİNCİOĞLU	İlker KAZAZ	Bora POLATSU	Amil YAZICI
Türkey BARAN	Serkan ENGİN	Saeid KAZEMZADEH	Shehata E. Abdel	Gökhan YAZICI
Efe BARBAROS	Murat Altuğ ERBERİK	AZAD	RAHEEM	Cem YENİDOĞAN
Bekir Oğuz BARTIN	Ali ERCAN	Mustafa Kubilay	Selçuk SAATÇİ	Mehmet YETMEZ
Zeynep BAŞARAN	Barış ERDİL	Elçin KENTEL	Selman SAĞLAM	Mehmet YILMAZ
BUNDUR	Şakir ERDOĞDU	Veyssel Şadan Özgür	Mehmet SALTAN	Berivan YILMAZER
İrfan BATUR	Esin ERGEN PEHLEVAN	KIRCA	Afşin SARITAŞ	POLAT
Cüneyt BAYKAL	Uğur ERSOY	Mehmet Anıl	Altuğ SAYGILI	Ercan YÜKSEL
Mehmet BERİLGEN	Yusuf Çağatay ERŞAN	KIZILASLAN	Serdar SELAMET	Ahmet Şahin ZAİMOĞLU
Önder Halis BETTEMİR			Sercan SERİN	Abdullah Can ZÜLFİKAR
Katrin BEYER				

CONTENTS

RESEARCH ARTICLE

- Experimental and Numerical Investigation on Strengthening Techniques for
Double-Wythe Stone Masonry Walls 1
**Bilge DORAN, Yasin Murat HOTHOT, Burcu DİNÇ ŞENGÖNÜL,
Metin KARSLIOĞLU, Serhan ULUKAYA, Nabi YÜZER**
- Türkiye’de İşin Durdurulması Yaptırımının Ölümlü İş Kazaları ile İlişkisi 35
M. Sadi KARADEMİR, Bülent EKİCİ
- Budyko Eğrisinin Uzun Vadeli Havza Planlama Çalışmalarında Su Bütçesi
Hesabı için Kullanılması 67
Yonca ÇAVUŞ
- Implications of Higher Mode Effects on Seismic Shear Demand of
Eccentrically Braced Frames with Short Link Beam 89
Ahmet M. YILDIRIM, Bilge DORAN, Yasin FAHJAN
- Optimization of Mechanical Properties of Mixed Fiber Concrete by
Taguchi Method: Impact, Compressive and Flexural Strength 115
Mehmet Hanifi ALKAYIŞ, Celalettin BAŞYİĞİT

Experimental and Numerical Investigation on Strengthening Techniques for Double-Wythe Stone Masonry Walls

Bilge DORAN¹

Yasin Murat HOTHOT^{2*}

Burcu DİNÇ ŞENGÖNÜL³

Metin KARSLIOĞLU⁴

Serhan ULUKAYA⁵

Nabi YÜZER⁶



ABSTRACT

Masonry structures represent the architectural and cultural heritage of great historical importance. They have been used for public and residential buildings for several thousand years. Many well-preserved old masonry structures still exist, proving that this construction can overcome loads and environmental impact. These structures have been exposed to lateral and vertical loads and atmospheric influences throughout their lives. In masonry structures, undesirable damage, cracks, and voids may occur due to environmental factors or various natural disasters, such as earthquakes, which may cause the structure to collapse. Different conventional strengthening techniques are available depending on the purpose required for stone masonry walls. This study aims to evaluate the structural behavior of double-wythe travertine stone masonry walls strengthened by carbon fiber reinforced polymer (CFRP). For this purpose, two masonry stone walls, which are made of saw-cut travertine stones and constructed with English bond, a pattern formed by laying alternate courses of stretchers and

Note:

- This paper was received on July 16, 2024 and accepted for publication by the Editorial Board on January 15, 2025.
- Discussions on this paper will be accepted by September 30, 2025.

• <https://doi.org/10.18400/tjce.1517318>

1 Yildiz Technical University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Türkiye
doran@yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-6703-7279>

2 Yildiz Technical University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Türkiye
yasinmurathothot1@gmail.com - <https://orcid.org/0000-0002-7785-5141>

3 Yildiz Technical University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Türkiye
bdinc@yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-8450-3921>

4 Yildiz Technical University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Türkiye
metinkarslioglu91@gmail.com - <https://orcid.org/0000-0002-1993-4511>

5 Yildiz Technical University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Türkiye
serhanu@yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-6177-1739>

6 Yildiz Technical University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Türkiye
nyuzer@yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0003-0269-0140>

* Corresponding author

headers, were constructed and tested under in-plane monotonic lateral load and constant axial load. Lateral load-displacement relations and failure mechanisms were discussed. In addition, triaxial compression tests of stone, mortar, grout, and stone-mortar composite materials were performed to determine constitutive relationships. Furthermore, three-dimensional (3D) nonlinear finite element analysis (NLFEA) of stone masonry walls using the Drucker-Prager (DP) yield criterion was performed for unstrengthened stone masonry walls and strengthened ones with grout injection and CFRP. The study findings revealed that the proposed numerical modeling approach can accurately predict the experimental lateral load-displacement behavior of both strengthened and unstrengthened specimens subjected to in-plane combined axial loading and shear. Additionally, the model demonstrated its capability to simulate the experimental load-displacement and cracking patterns effectively.

Keywords: Carbon fiber reinforced polymer, double-wythe stone walls, grout injection, historical masonry structures, strengthening.

1. INTRODUCTION

Masonry buildings have been widely used for public and residential purposes for several thousand years in many countries of the world, including Türkiye. Besides, the masonry buildings represent a substantial portion of the architectural and cultural heritage that must be preserved and safely handed down to future generations. Masonry buildings have been exposed to lateral loads such as earthquakes and environmental effects throughout their service life. The main structural elements forming masonry structures are masonry walls. These walls have a heterogeneous layered structure and can be damaged due to weak connections and gaps between the materials constituting the masonry walls. Although masonry structures can bear gravitational loads, they do not exhibit adequate performance when exposed to lateral loads such as earthquakes and therefore need to be strengthened. In the literature, most of the studies have focused on specifically the strengthening techniques of masonry walls under in-plane loading [1–4]. Furthermore, many conventional techniques such as FRP, grout injection, fabric-reinforced cementitious matrix, joint repointing, fiber-reinforced paint have been currently used for strengthening masonry walls [5–8]. These techniques effectively increase strength, stiffness, and ductility of the masonry walls. However, their implementation has some drawbacks, such as being time-consuming, reducing the available space, and affecting the aesthetics of existing walls [8–10]. In recent years, the use of composite materials, such as fiber reinforced polymer (FRP) composites, to strengthen or retrofit damaged existing masonry walls has become increasingly popular, and these problems can be eliminated using these materials. FRP composites have numerous benefits, including rapid application, lightweight construction, low installation cost, resistance to corrosion, and no loss of valuable space. Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP), Glass FRP (GFRP), and Aramid FRP (AFRP) are the most common types of FRP composites. FRP composites exist in different forms, i.e., rods, tendons, fabrics, and laminates, and all of these forms can be considered suitable for increasing the strength and ductility of unreinforced masonry (URM) walls [11–13].

On the other hand, grout injection is a well-established and effective technique for strengthening historical masonry walls, particularly stone masonry walls [14–16]. This method has been widely used for the repair and strengthening of existing masonry buildings

without compromising their architectural value. The main idea of the method involves injecting a grout material, which is a suspension of binder particles in an aqueous medium, into voids and fractures of the masonry wall under pressure [17–20]. The injection of grout is known to enhance the load-bearing capacity and mechanical characteristics of masonry walls by filling internal voids and cracks, thereby improving their monolithic behavior and structural integrity [17, 21].

Experimental and numerical studies have been conducted to assess the effectiveness of FRP and grout injection strengthening on masonry walls.

Bompa and Elghazouli [22] conducted experiments and numerical assessments on the shear behavior of lime mortar clay brick masonry triplets strengthened with FRP, reporting a significant strength increase ranging from 16.6% to 185.8% compared to non-strengthened counterparts.

Valluzzi et al. [23] tested three-leaf rubble stone masonry walls under compression loads. The damaged walls were strengthened with grout injection, bed joint repointing, and traverse-tying techniques. After the grout injection application, the walls were re-tested, and the maximum compressive strengths of the walls were determined. In addition, the results were validated with analytical models.

Vasconcelos et al. [24] aimed to develop reliable insight into the shear and compressive strength of stone masonry walls by conducting an experimental campaign for the characterization of stone masonry under shear and compressive loading, specifically concerning the shear behavior of dry and mortar masonry joints and the uniaxial compressive behavior of masonry prisms with distinct bed joint materials and joint surfaces. The study revealed that when designing or numerically modeling stone shear walls, it is critical to consider both the shear strength of the mortar-stone interface and the compressive strength of the masonry stone.

Mooty et al. [25] examined the effect of wall type, mortar type, and mortar thickness on the performance of limestone masonry walls with lime-based mortar under in-plane vertical loads up to the failure of the specimens. They determined the in-plane compressive failure load, load-deformation relationship, wall ductility, cracking pattern, and wall integrity at the failure load.

Oliveira et al. [26] conducted an experimental study on three-leaf masonry walls made of granite stone constructions from the North of Portugal. They analyzed the mechanical behavior of walls under compression and strengthened the damaged walls with GFRP and injection materials. They also investigated the walls' compressive stresses and strains and evaluated the reinforcing methods and the walls' initial state.

Rezaie et al. [27] conducted extensive cyclic shear compression tests on large rubble stone masonry walls. In this study, the impact of the axial load ratio and shear span ratio on the in-plane stiffness, strength, and drift capacity of the walls were investigated. The primary objectives of the study were to determine the cyclic behavior of rubble stone masonry walls, expand the existing database, and assess the accuracy of current models in predicting the stiffness, strength, and drift capacity of these walls based on the newly obtained data.

Estevan et al. [28] tested cylindrical stone masonry specimens using composite materials. The stone cylinder samples, used to construct the masonry specimens, were wrapped with

two types of FRP jackets and tested under uniaxial compression. The stress-axial strain curves of different samples were obtained. It was observed that the compressive strength of the stone samples reinforced with unidirectional FRP materials almost doubled.

Sandoli et al. [29] constructed squared and rectangular scaled masonry tuff columns, and some of the columns were strengthened with carbon fiber unidirectional sheets. The axial compression tests were performed on unconfined and FRP-confined prismatic tuff masonry columns. The experimental axial stress-strain curves were obtained, and the experimental results have been compared with predictive axial stress-strain theoretical models.

Rahman and Ueda [30] experimentally investigated the behavior of externally strengthened clay brick masonry walls using CFRP and polyethylene terephthalate (PET)-FRP. The results demonstrated that the in-plane shear capacity of the wall significantly increased by using both types of FRPs.

Milani et al. [31] examined the ultimate load-bearing capacity of masonry brick panels reinforced with FRP strips. They tested the panels under different loading conditions. Then, numerical models were proposed based on combined homogenization and limit analysis techniques. The experimental and numerical results regarding the lateral load-displacement relationship, failure types, and load capacities were compared.

Godio et al. [10] conducted an experimental test program and investigated the force-displacement behavior of plastered stone masonry walls made of regular sandstone blocks under shear-compression loading. The study examined the effect of the axial load ratio and load history on the walls' stiffness, strength, and drift characteristics. It validated prior findings on the impact of the axial load ratio, demonstrating that as the axial load ratio increases, the walls' initial stiffness and force capacity rise while the final drift reduces.

Ghobarah and Galal [32] investigated an effective reinforcement technique against out-of-plane overloading of masonry walls. For this purpose, five full-scale masonry walls having different opening types were constructed. The walls were laterally loaded evenly until the pre-failure state. The damaged walls were strengthened with FRP and tested again. As a result, it was stated that the lateral load-carrying capacity of the reinforced walls increased significantly and showed more ductile behavior compared to the unreinforced ones.

There are also studies by Turkish researchers on local stone walls in the literature. Bozyiğit et al. [33] reported on the findings of an investigation on 29 historic stone masonry buildings located in the cities of Hatay and Osmaniye following the 2023 Turkey earthquake sequence. Bayraktar et al. [34] examined the performance of the stone masonry buildings affected by the March 25 and 28, 2004 earthquakes in Aşkale (Erzurum). Demir and İlki [35] aimed to shed light on the mechanical characteristics of the materials and multi-leaf masonry stone walls that were widely utilized in the monumental structures of the Ottoman capital city Istanbul (Turkey). Bayraktar et al. [36] examined the dynamic response of masonry stone buildings during the July 2, 2004, Doğubayazıt (Ağrı) earthquake.

Diñç-Şengönül et al. [37] examined the performance of commercial injection material in masonry walls produced with travertine stones was determined experimentally. The aim of this article is to compare the previously applied injection application [37] by performing repair with the FRP technique on masonry walls formed with the same stone and geometry.

In line with this objective, this paper aims to evaluate the experimental and numerical lateral load-displacement relations and failure mechanisms of double-wythe stone masonry walls strengthened with double-side CFRP strips and grout injection. The experimental study was divided into two steps. In the first step, double-wythe stone masonry walls were tested under in-plane combined axial and lateral load, and the experiment was stopped once the required crack widths for grout injection application were reached on the walls. In a subsequent step, two damaged walls were strengthened using double-sided diagonal strips and grid strips CFRP with different configurations. In contrast, the others were strengthened with two different types of grouts (G1 and G2) [37]. All the strengthened walls were re-tested under the same loading protocols applied in the first step. The lateral load-displacement relations for strengthened walls were compared with unstrengthened ones. A numerical model at the macro level for 3D NLFEA was also proposed for both unstrengthened and strengthened masonry walls. Furthermore, experiments on stone, mortar, grout, and stone-mortar composite samples were carried out to evaluate the material behavior of various mortar types under triaxial compression. The characteristics obtained from the triaxial compression tests were applied to the numerical analysis of travertine stone masonry walls.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1. Construction of Stone Walls

The experimental research was carried out in the Building Materials Laboratory of the Civil Engineering Faculty at Yıldız Technical University (YTU), Istanbul. For this purpose, Double-Wythe Stone Masonry Walls having the same geometry and material were constructed and tested under combined in-plane monotonic lateral load and constant axial load. Two stone masonry walls were planned to be strengthened with two different CFRP applications (LP_K and LP_T). To investigate the performance of masonry walls strengthened with grouting and CRFP, stone masonry walls with dimensions of 1010×1005×280 mm (length × height × width) were constructed (Fig. 1). Travertine stones, which are sedimentary rocks composed of calcium carbonate (CaCO_3) with dimensions of 280×135×135 mm (length × height × width), were used to construct the test walls. The mortar thickness was kept constant at 1 cm for both the bed and head joints. The mechanical properties of travertine stones are given in Table 1.

Table 1 - Mechanical properties of travertine stones [37]

	Modulus of Elasticity (GPa)	Poisson's ratio	Compressive strength of 5 cm Cube Specimen (MPa)	Flexural strength (MPa)
Travertine Stone	24 (0.5)	0.26 (0.1)	59.50 (5.0)	9.75 (1.0)

Note: Values in parentheses represent standard deviations.

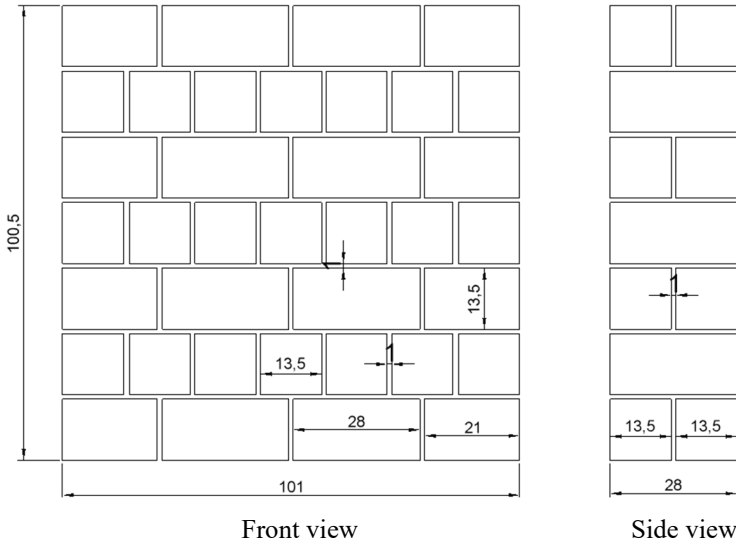


Fig. 1 - Geometry of Double-Wythe Stone Masonry Walls (All dimensions are in centimeters).

The purpose of this article is to compare the previously applied injection application by performing repair with the CFRP technique on masonry walls formed with the same stone and geometry. In accordance with this purpose, the composition recipe of mortar, the type of stones, and the geometry of stone masonry walls were used in the same way as in the previous study published by Dinç-Şengönül et al. [37] and [38]. Thus, two double-wythe stone masonry walls were constructed using this mixed proportion of mortar to compare two repaired stone masonry walls using grout application. The materials used in the mortar combination and their mix proportions [37] are shown in Table 2.

Generally, natural materials' physical and mechanical properties, such as travertine stone, differ significantly. Çelik and Ibrahimoglu investigated the compressive strength of travertine stones obtained from the Denizli, Emirdag-Afyonkarahisar, and Kütahya regions of Turkey. Accordingly, the compressive strength of travertine stones varies between 41 MPa and 84 MPa. Additionally, Jamshidi et al. determined the compressive strength and porosity of different travertine stones to be between 37 MPa and 66 MPa, 0.54% and 6.40%, respectively.

Dinç-Şengönül et al. [37] used two different types of grouts to determine the performance of the grout application. The first type of grout (G1) was commercial pre-mixed grout without cement, generally used to strengthen damaged existing historical buildings. This material, described as a pozzolanic lime-based injection material by the manufacturer, is frequently used to strengthen historic masonry structures. The second type of grout (G2) was produced by incorporating 30% (by weight) limestone powder into commercial grout G1. Since G2 also achieved injectability properties, it was used in the grout production, and the performance of the two grouts was compared.

Table 2 - Mix proportions of the mortar [37]

1	Mix proportions of mortar (by weight)				
	Lime putty	Sand	Limestone powder	Pozzolanic admixture	Water
Mortar	1	0.7	1	0.45	0.1

2.2. Test Setup and Instrumentation

On the 28th day after the construction, the wall was subjected to increasing lateral load under a constant, uniformly distributed vertical load. The loading apparatus consisted of 2000 kN

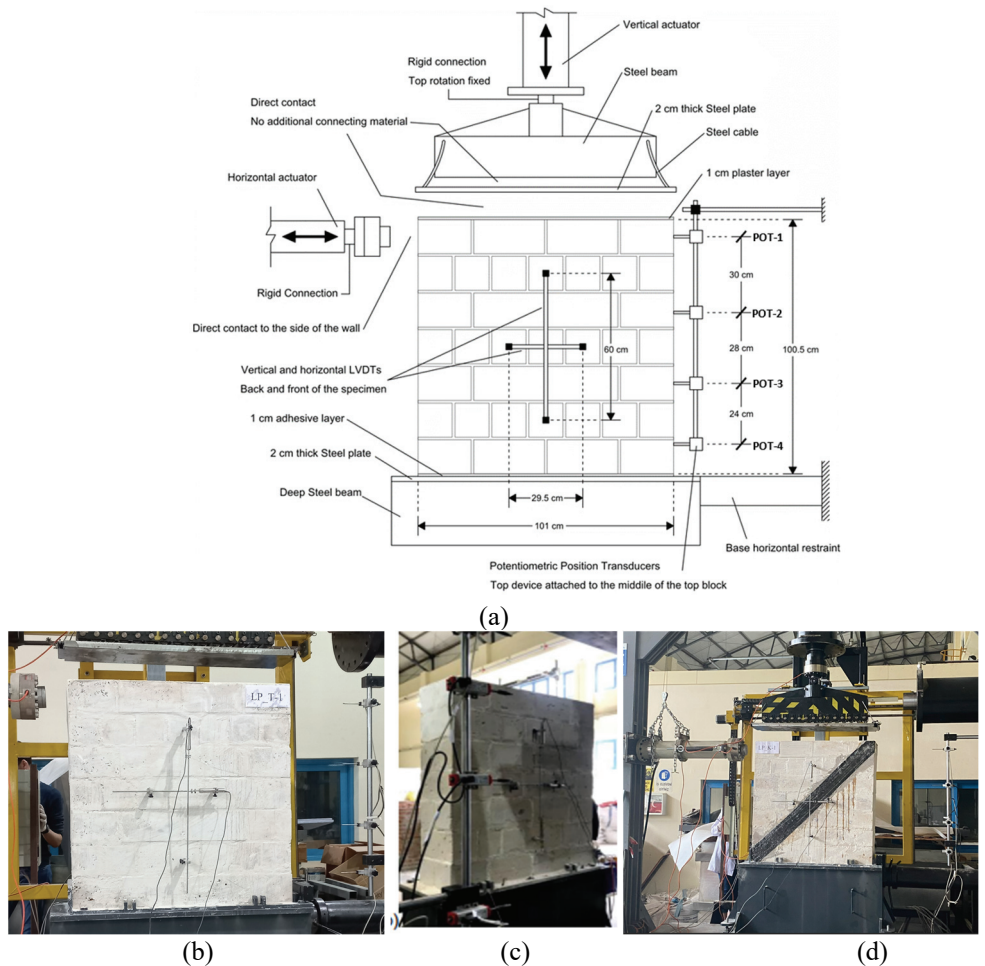


Fig. 2 - (a) Experimental set-up (b) LVDT set-up (front view) (c) LVDT set-up (back view) (d) Application of FRP

and 500 kN capacities hydraulic rams for vertical and lateral loading, respectively. Instrumentation included two load cells and four displacement transducers (Fig. 2). Vertical pre-compression distributed loading of 1.06 MPa (300 kN vertical load), which was kept constant during the test, was chosen based on previous experimental studies in the literature [37, 39–42]. This pre-compression load was first applied to the steel plate with a thickness of 3.5 cm located on the top of the wall. Lateral loading was then applied at a rate of 0.6 ± 0.1 kN/s. Each wall was constructed on a rigid steel plate fixed to the steel footing in the loading frame. The measuring equipment (Fig.2) also included linear variable displacement transducers (LVDT). The modulus of elasticity of masonry (E_m) and Poisson's ratio were calculated using measurements made with LVDT. The lateral displacements at the top and bottom rows of the walls were measured by potentiometric position transducers POT1, POT2, POT3, and POT4, respectively. A data acquisition system simultaneously recorded all test data. In this study, the modulus of elasticity of stone masonry walls was determined experimentally. The modulus of elasticity for the unstrengthened wall was found to be 1900 MPa, and for the strengthened wall with grout injection, it was found to be 2250 MPa.

2.3. Strengthening of Masonry-Stone Walls

Two damaged walls were strengthened using double-sided diagonal strips and grid strips of CFRP. The others were strengthened with grout injection with different types of grouts. The performance of injection application on travertine stone walls was determined experimentally by Dinç-Şengönül et al. [37]. The primary purpose of this study is to compare the different methods by determining the CFRP performance on stone walls produced using the same materials as in previous study [37]. Therefore, two different methods were carried out independently of each other. Descriptions of the wall specimens are given in Table 3.

Table 3 - Description of wall specimens.

Unstrengthened walls		Strengthened walls	
Code	Description	Code	Description
G1	Unstrengthened Wall-1 [37]	G1-S	The wall strengthened with grout (G1) injection [37]
G2	Unstrengthened Wall-2 [37]	G2-S	The wall strengthened with grout (G2) injection [37]
LP_K	Unstrengthened Wall-3	LP_K-S	The wall strengthened with diagonal strips of CFRP on each side
LP_T	Unstrengthened Wall-4	LP_T-S	The wall strengthened with grid strips of CFRP on each side

G1, G2: Grout types; S: Strengthened; LP: Fiber polymer; K: Diagonal strips; T: Grid strips;

Dinç-Şengönül et al. [37] produced two different injection materials to investigate the performance of injection application in masonry travertine stone walls. In this concept, only commercial injection material is used in G1 wall, while limestone powder incorporated by 30% of commercial injection material is used in G2 wall. Literature data was used to

determine the mixing procedure of injection materials. The water/binder ratio was decided according to fluidity, volume stability, and penetration limit values. According to this, as a first step in the mixing process, the powdery grout was dry-mixed to avoid agglomeration. Then, water was added within 30 seconds using the mixer, and the mixture was mixed for 8 minutes. Mechanical high-speed mixer (up to 2,000 rpm), and the stirring rate was kept constant at 2,000 rpm during the mixing process for 8½ minutes. The grouts were prepared by mixing only with water. No additive materials were used to meet satisfactory fresh grout properties because the commercial grout already contained a plasticizer.

Compressive and flexural strength of mortar and grouts were determined following EN 1015-11 [43]. Bending and subsequent compression tests were performed on the 28th, 56th, and 90th days of the hardened grout and mortar samples. The average of typical test results for the compressive and flexural strength values are given in Table 4. Elastic parameters such as the modulus of elasticity and Poisson's ratio of materials were determined according to EN 13286-43 [44]. Cylindrical samples with a diameter of 7 cm and a length of 14 cm ($\phi 7/14$ cm) were produced to determine the elasticity modulus and Poisson's ratio. Before the test, the trowel surfaces of the samples were capped and then subjected to a uniaxial compression test. Strain gauges were placed on the samples, and they were subjected to a compression load with a 1 mm/min loading rate in a 60-ton capacity compression machine. The load and displacements occurring during the test were recorded using a data collector, and the stress-strain curves of the samples were created using these data. A line was drawn from the starting point of the stress-strain curve to the point corresponding to 30% of the maximum stress, and the modulus of elasticity was calculated by determining the slope of this secant line [45].

Table 4 - Mechanical properties of grouts and mortar [37]

		G1	G2	Mortar
28th day	Modulus of Elasticity (MPa)	213 (20)	198 (18)	155 (15)
	Poisson's ratio	0.24 (0.01)	0.23 (0.01)	0.27(0.01)
28th day	Compressive strength (MPa)	2.0 (0.2)	1.3 (0.2)	2.5 (0.2)
	Flexural strength (MPa)	0.7 (0.1)	0.5 (0.1)	0.8 (0.1)
56th day	Compressive strength (MPa)	2.0 (0.1)	1.4 (0.1)	3.0 (0.2)
	Flexural strength (MPa)	0.7 (0.1)	0.5 (0.1)	0.8 (0.2)
90th day	Compressive strength (MPa)	2.1 (0.2)	1.6 (0.1)	3.2 (0.3)
	Flexural strength (MPa)	0.7 (0.1)	0.5 (0.1)	0.9 (0.1)

Note: Values in parentheses represent standard deviations.

The uniaxial compressive strength and flexural strength under concentrated load (three-point flexural strength) of stones was performed according to suggested methods of TS EN 1926 [46], and TS EN 12372 [47] respectively. Uniaxial compressive strength tests of travertine stones were performed on 5×5×5 cm sized cubic specimens. On the other hand, to determine

the flexural strength of travertine stones $3 \times 7 \times 18$ cm sized plate shaped samples were used. In the compressive and three-point flexural strength tests six samples were tested for each test and average values used in evaluations.

Additionally, several tests were carried out to calculate some analysis parameters (internal friction angle) for the material. Triaxial compression tests were carried out on stone, mortar, grout, and stone-mortar composite elements. The triaxial compression test machine in the YTU Building Materials Laboratory and the samples are shown in Fig. 3. This test is performed to determine the shear strength parameters of cylindrical specimens subjected to triaxial compression. The approach involved gradually increasing the confining pressure to a predefined level and stabilizing it before beginning axial loading. After the specimen reached peak stress, loading was applied for a set amount of time to obtain a complete stress-strain curve. The internal friction angle was obtained as 45 degrees in the test results conducted on composite elements. Similarly, the internal friction angle was determined to be in the range of 52 to 64 degrees in the test results performed on stone samples, depending on the porosity.



Fig. 3 - Triaxial pressure system and prepared samples for experiment.

The permeability of grouts is a crucial property during their fresh state, ensuring proper flow. This property can be evaluated using the sand column test specified in the relevant standard

[48]. According to this standard, a plexiglass tube is filled with silica sand ranging from 2.0 mm to 4.0 mm, which simulates voids larger than 4 mm in diameter [16, 49–53]. Therefore, a minimum crack width of 4 mm should be achieved for injection application. In this study, observations were made throughout the wall tests, and the experiment was terminated when sufficient crack width was reached for injection application. Firstly, injection holes were drilled in a grid with lateral and vertical distances not exceeding 150–200 mm, and plastic tubes were introduced into the injection holes. Then, the cracks were cleaned with air and water injections, respectively. Finally, the grout was injected with a pressure of 1 bar starting from the bottom of the walls (Fig. 4). The injection points were sealed along the cracks with a sealing material (putty) to avoid external leakage during the injection. Relatively narrower cracks were manually filled with grout using an injection syringe. A total of 2.5 liters of injection material was used for two walls, with an average of 1.25 liters of injection material applied per wall.



Fig. 4 - The grout injection process [37].

Table 5 - Mechanical properties of CFRP.

Material	Properties			
	Modulus of elasticity E (MPa)	Tensile strength f_t (MPa)	Ultimate tensile strain (%)	Weight per unit area (g/m ²)
CFRP	≥230000	≥4900	2.1	300

The mechanical properties of CFRP composites obtained from the manufacturer are presented in Table 5. CFRP strips of 0.17 mm thickness were bonded to the walls using the procedure recommended by the manufacturer. According to this, the wall surfaces were cleaned with a wire brush. The pores in the wall specimens were sealed with a layer of primer, followed by the application of epoxy resin at the sections where CFRP was to be attached. The widths of fiber strips were constant at 50 mm for grid layout and 125 mm for diagonal layout. The sheet grid strip was then applied with resin until the resin entirely covered it. The

CFRP strips were laid on the wall in specific sections (Fig. 5). The CFRP-applied walls are shown in Fig. 5. The strengthened walls are stored in the laboratory and tested on the 28th day after the application of the CFRP.

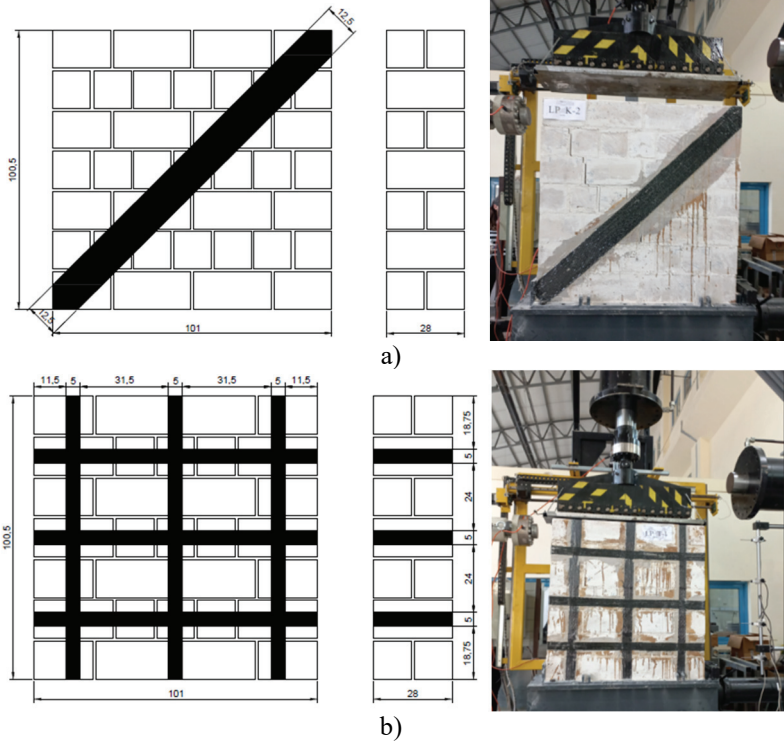


Fig. 5 - Strengthening schemes and application of CFRP (a) LP_K (b) LP_T.

In the experiments performed on the unstrengthened walls, cracks propagated obviously along the diagonal direction towards the wall corners as the lateral load increased. Vertical and diagonal cracks occurred in the stone masonry units near the right toe of the wall. Observations were made throughout the wall tests, and the experiment was terminated when sufficient crack width was reached for injection application. Obtained crack patterns to the unstrengthened G1 and G2 walls are depicted in Fig. 6 and Fig. 7 respectively.

The stone walls (G1-S, G2-S), which were strengthened with the grout injection, were tested again with the same loading conditions 28 days after the injection application. Experimental cracking patterns of the G1-S and G2-S walls are given in Fig. 8 and Fig. 9, respectively. It is clearly seen that the crack widths and numbers decreased after the grout injection and the diagonal stair-step cracks were re-formed. It was observed that the crack patterns were changed, and crack width decreased from 1–8 mm to 1–4 mm after the application of the grout injections. However, it was observed that the crack pattern changed at some mortar joints, and the peak lateral load values for all walls increased.

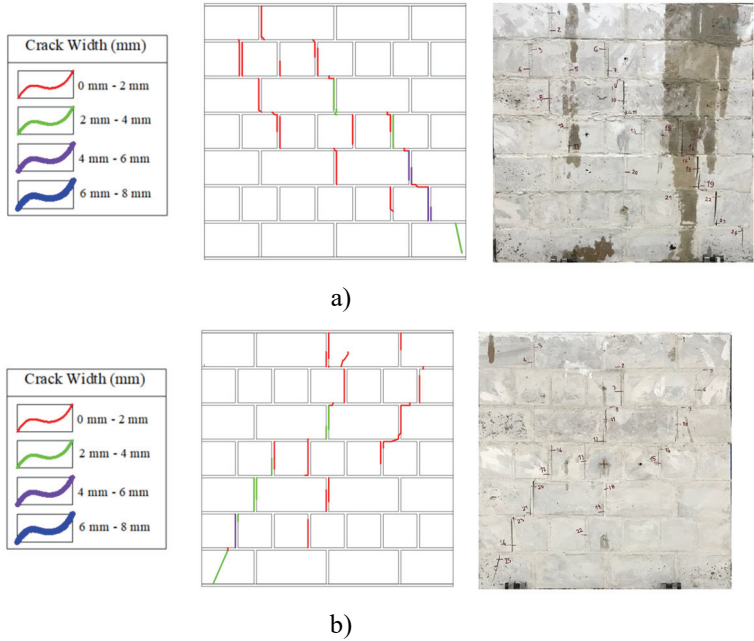


Fig. 6 - Crack patterns of G1 wall (a) front view, (b) back view [37].

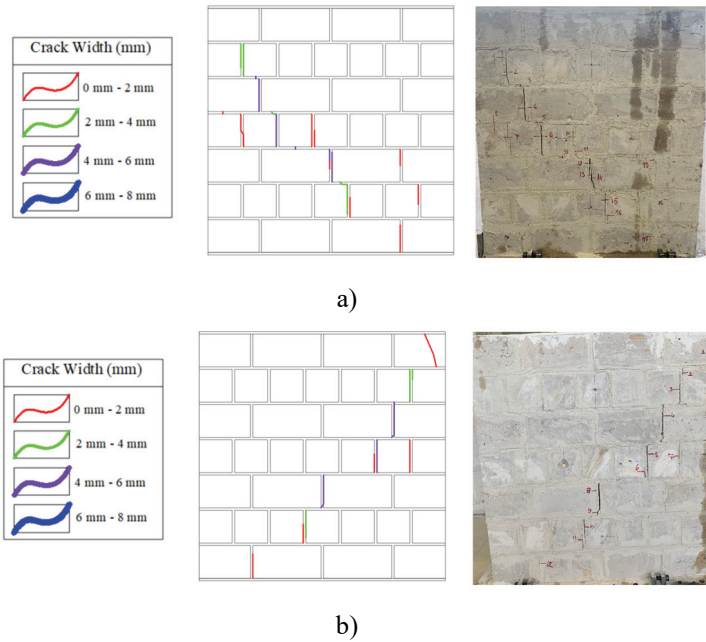


Fig. 7 - Crack patterns of G2 wall (a) front view, (b) back view [37].

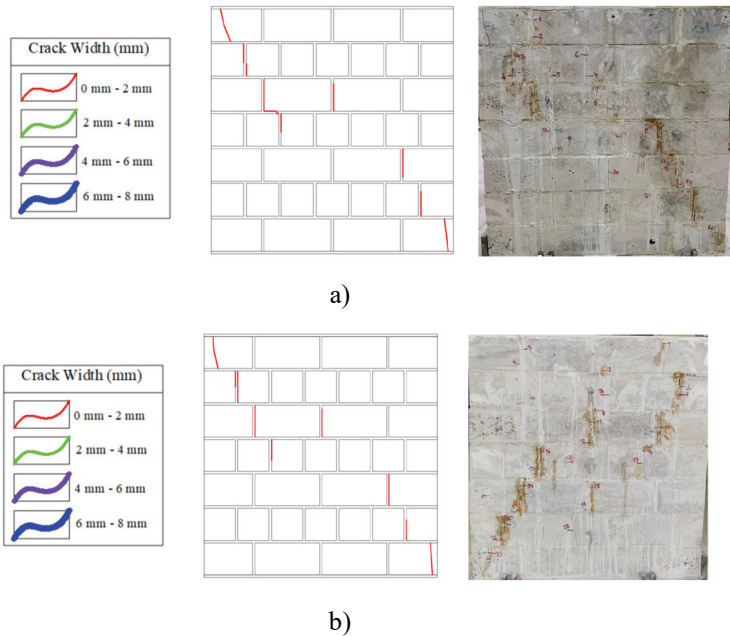


Fig. 8 - Crack patterns of G1-S wall (a) front view, (b) back view [37].

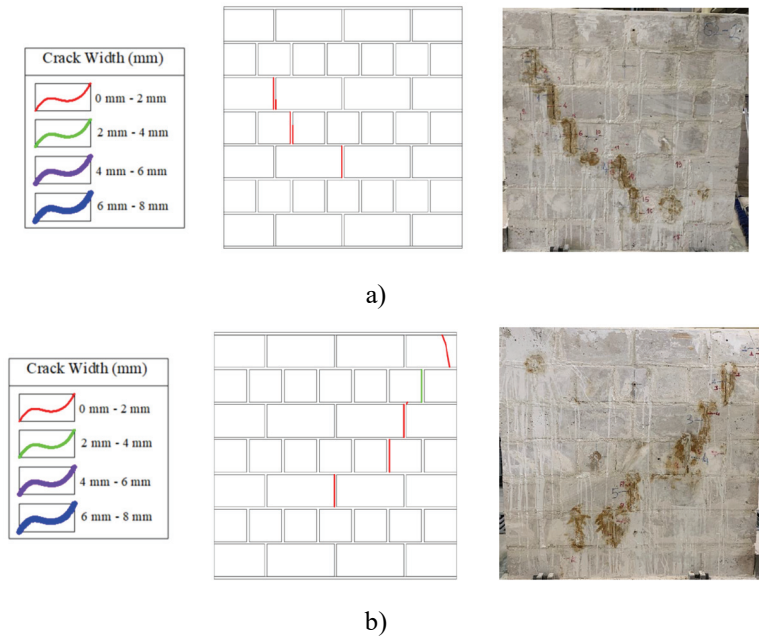


Fig. 9 - Crack patterns of G2-S wall (a) front view, (b) back view [37].

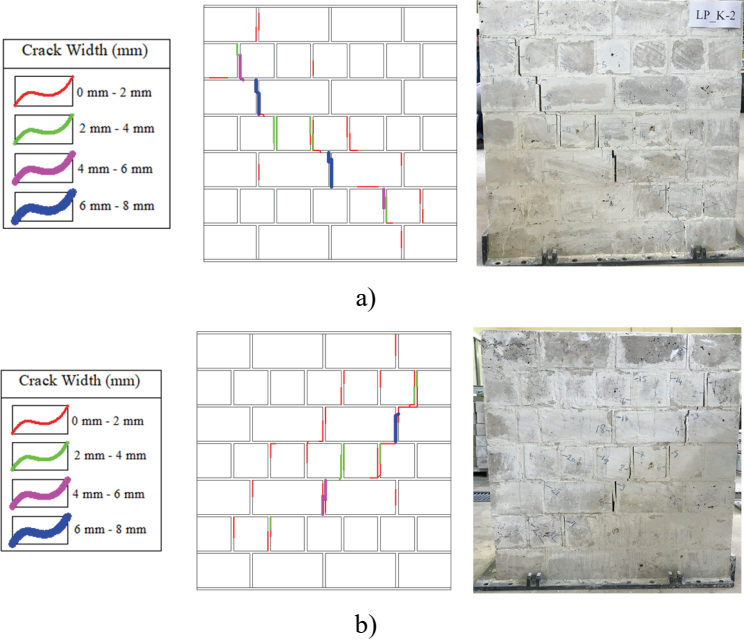


Fig. 10 - Crack patterns of LP_K wall (a) front view, (b) back view.

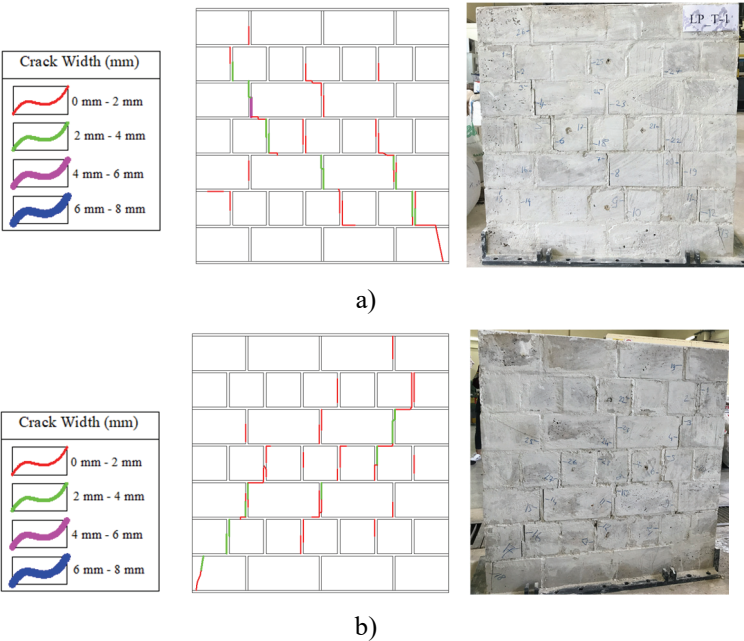


Fig. 11 - Crack patterns of LP_T wall (a) front view, (b) back view.

Similar to the procedure applied to G1 and G2 walls, LP_K and LP_T walls were also subjected to preliminary damage. Then, the damaged walls (LP_K-S, LP_T-S) strengthened with the CFRP were re-tested. Obtained crack patterns to the unstrengthened LP_K and LP_T walls are depicted in Fig. 10, and Fig. 11, respectively.

After strengthening with CFRP, observed crack patterns of the LP_K-S and LP_T-S walls are also given in Fig. 12 and Fig. 13. As can be seen in Figs. 12 and 13, the diagonal cracks were re-formed. Once the crack pattern of the walls was examined, it was noted that no new cracks occurred in these specimens. However, excessive crushing was observed in the toe regions for both specimens (Fig. 14). For all walls, the shear force capacity increased.

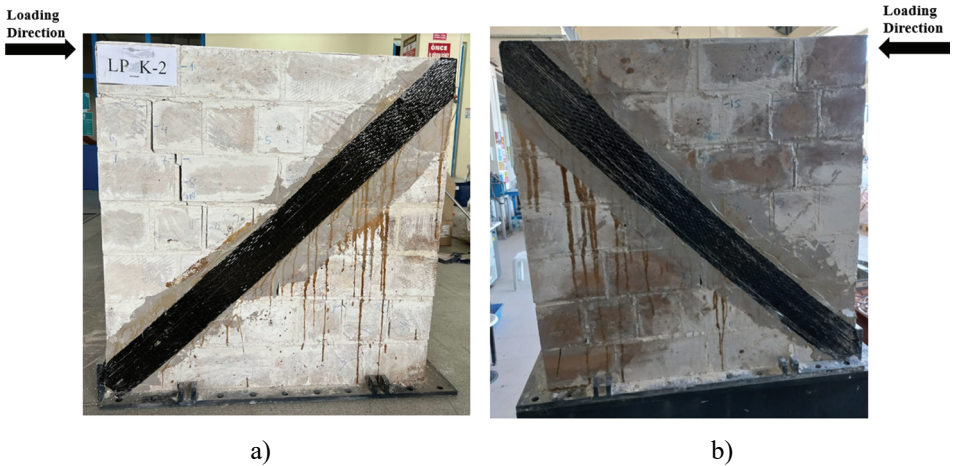


Fig. 12 - Crack patterns of LP_K-S wall (a) front view, (b) back view.

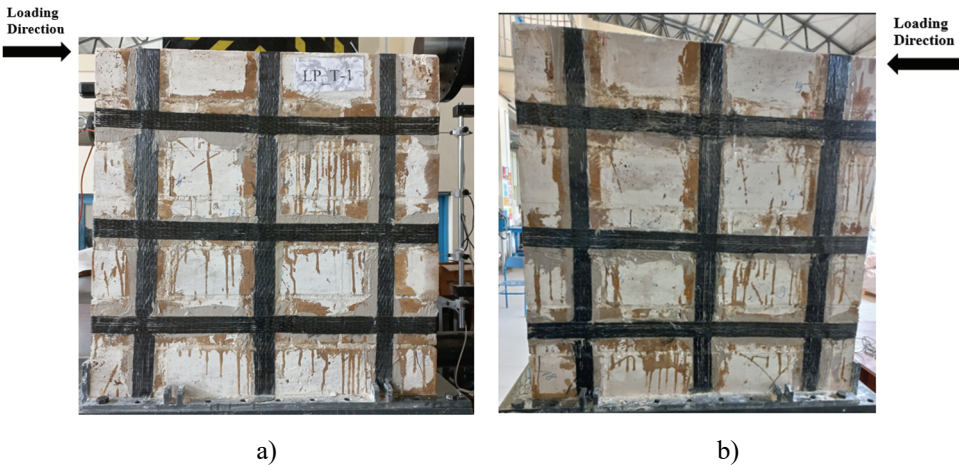


Fig. 13 - Crack patterns of LP_T-S wall (a) front view, (b) back view.



Fig. 14 - Observed crushing failure in toe regions of the walls.

Lateral load and displacement values are summarized in Table 6. The strengthened specimens generally showed mixed failure modes, mainly characterized by shear-cracking behavior and toe-crushing for all walls.

Table 6 - Summary of test results.

Specimens	V (kN)	δ (mm)	Crack Pattern	Specimens	V_u (kN)	δ_u (mm)	Failure Mode
G1	203	12.17	DSC, TC	G1-S	250	10.19	DSC, TC
G2	208	11.52	DSC	G2-S	272	8.86	DSC
LP_K	186	12.03	DSC	LP_K-S	242	11.69	DSC, TC
LP_T	188	12.04	DSC, TC	LP_T-S	203	11.90	DSC, TC

δ : The point at which the experiment is terminated (POT-1); V: Measured lateral load corresponding to δ ;

δ_u : Ultimate displacement (POT-1); V_u : Measured lateral load corresponding to δ_u ; DSC: Diagonal shear crack; TC: Toe crushing;

Before strengthening, each wall was tested under the in-plane loading to stimulate pre-damage. Observations were made throughout the wall tests, and the experiment was terminated when sufficient crack width was reached. In Table 6, the experimental data obtained before and after strengthening can be assessed in terms of damage level and displacement capacity. Specifically, when evaluating the results based on damage level, the analysis can be conducted considering the drift ratio of the masonry walls. For masonry walls, seismic design codes define drift limits corresponding to different earthquake performance levels. In this context, the drift limits specified in the Turkish Seismic Code-2018 (TSC-2018), ASCE 41-13, and Eurocode-8 were reviewed. The experimentally obtained values were subsequently compared with the drift limits outlined for stone masonry walls in these codes. A summary of the drift limits provided by the design codes is presented in Table 7.

Table 7 - Performance levels and drift limits.

Performance levels	Drift ratio limits for URM Walls (%)			
	TSC-2018	Eurocode 8	ASCE 41-13	Average
Immediate Occupancy (IO) / Damage Limitation (DL)	NA	NA	0.10 (1.01)	0.10 (1.01)
Life Safety (LS) / Significant Damage (SD)	0.7 (7.04)	0.8 (8.04)	0.75 (7.54)	0.75 (7.54)
Collapse Prevention (CP) / Near Collapse (NC)	NA	1.07 (10.75)	1.00 (10.05)	1.035 (10.40)

Note: Values in parentheses are displacement value corresponding to the drift ratio limits (mm)

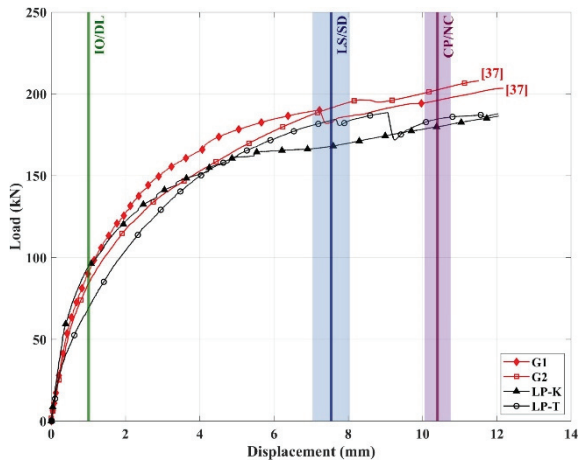


Fig. 15 - Lateral load-displacement relations and drift limits for unstrengthened wall specimens.

For the unstrengthened walls, experimental lateral load-displacement curves are presented in Fig. 15. Damage limits determined according to the codes are also marked on these curves.

When evaluating these results, it was observed that the limit values corresponding to the Immediate Occupancy (IO) performance level align with the elastic behavior region of the walls and/or the displacement level at which initial cracking occurs. The limit values for the Life Safety (LS) performance level correspond to regions where significant damage is observed, including an increase in crack widths. The Collapse Prevention (CP) performance level limit values represent regions associated with pre-failure behavior, characterized by intensified cracking and crushing in the toe regions of the walls, ultimately leading to the onset of a collapse mechanism.

The load–displacement curve for both the strengthened and unstrengthened configurations of walls G1 and G2 are presented in Fig.16, while those for LP_K and LP_T walls are shown in Fig.17. A comprehensive summary of the experimental results for all strengthened walls is provided in Fig.18.

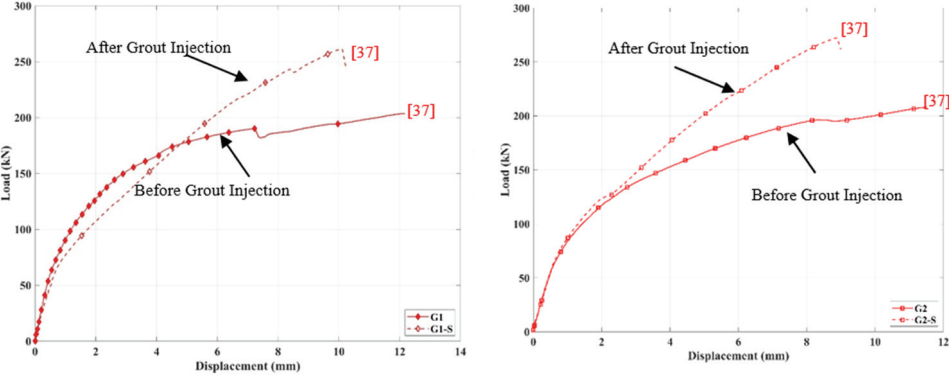


Fig. 16 - Lateral load-displacement relation before/after grout injection.

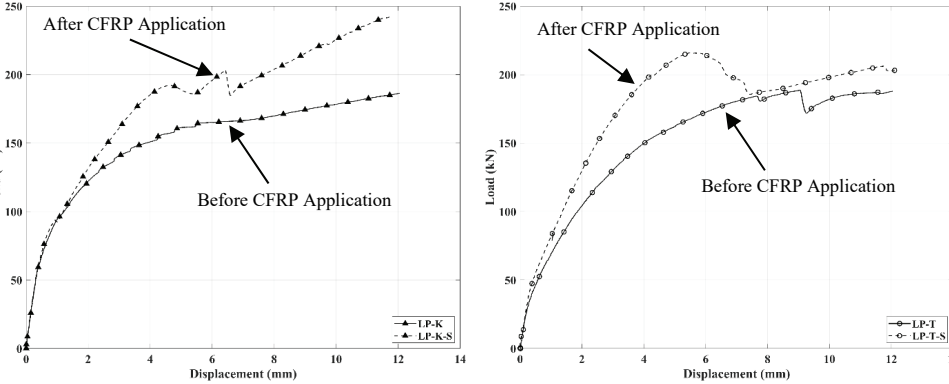


Fig. 17 - Lateral load-displacement relation before/after CFRP application.

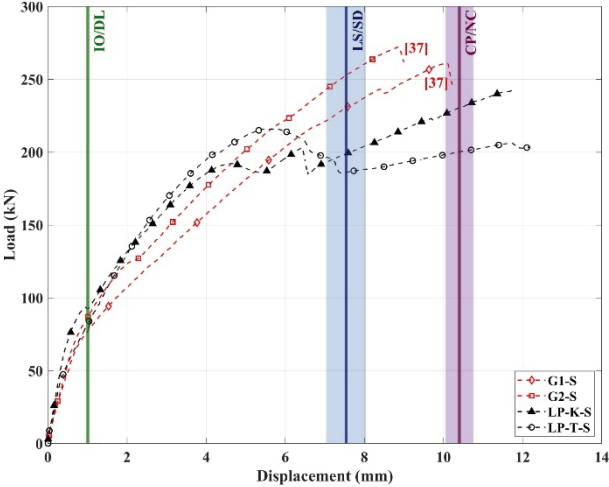


Fig. 18 - Lateral load-displacement relations and drift limits for strengthening wall specimens.

When Table 6 is examined, it is seen that the walls strengthened with CFRP have higher displacement capacity than the walls strengthened with injection. For the G1 and G2 walls, the ultimate displacement is below the limit value of collapse prevention, while the ultimate displacement is above this value in the LP_K and LP_T walls (Fig.18).

The ultimate displacement value of the LP_T-S wall is only slightly higher than that in the LP_K-S wall. However, despite the small difference in displacement, the lateral load-carrying capacity of the LP_T-S wall is 19% higher than that of the LP_K-S wall.

3. NUMERICAL ANALYSIS

Several experimental, numerical, and analytical studies have been conducted on the behavior of masonry shear walls to reach a comprehensive understanding of complex masonry behavior [2, 3, 7, 54–59] . Proposed theoretical models for implementation to nonlinear finite element analysis (NLFEA) of stone masonry walls generally require many material parameters that are difficult to measure easily and reliably. For this reason, several attempts have been made to express the experimental behavior of the masonry and its constituents using different modeling techniques such as micro-modeling and macro-modeling. In micro-modeling, the masonry units, mortar, and unit-mortar interface behavior are considered. The literature has revealed that micro models are more suitable for modeling small structures, and many numerical studies showed that the interaction between mortar-stone and failure modes is essential [3, 7, 57, 60, 61] .

In the macro modeling approach, the masonry is treated as a homogeneous, isotropic continuum (Fig.19). For this reason, stone masonry units, mortar joints and interfaces are globally represented by a single element. Macro modeling is more useful for larger structures when the behavior of the entire structure is investigated.

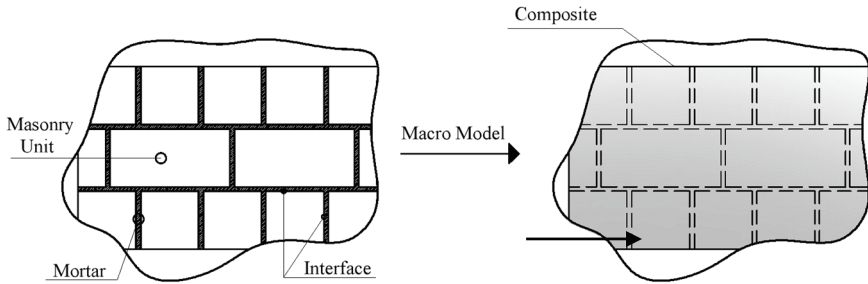


Fig. 19 - Macro modeling technique.

3.1. Constitutive Modeling

In this study, 3D NLFEA of test walls were performed by using ABAQUS-2021 software [62] with the macro-modelling approach to obtain the experimental mechanical behavior and lateral load-displacement relations (Fig.20). SI units (kN, m) were used in modeling and analysis procedures. The nonlinear constitutive behavior of masonry stone walls was represented using Drucker-Prager (DP) constitutive models. Multi-axial stress states define

the constitutive behavior of the structures, such as masonry walls, reinforced concrete panels, confined columns, or elements beyond the elastic range. The basic elastoplastic constitutive models, such as Mohr-Coulomb (MC) and Drucker-Prager (DP), have been widely adopted in the modeling of materials such as concrete, soil and rock [58, 61, 63–66].

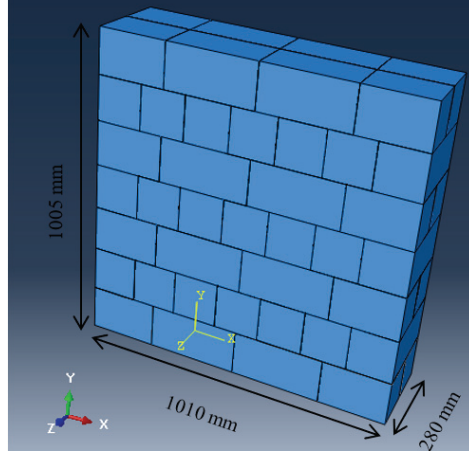


Fig. 20 - Typical geometry for unstrengthened Double-Wythe Stone Masonry Walls.

DP yield criterion is the most practical mathematical form of the von Mises criterion used for concrete, metal, and stone-type materials and takes into account both hydrostatic pressure and deviator stress effects at the highest strength (Fig. 21). Because of the smooth surface representation of the yield criterion, DP criterion (Fig.21) would be the first choice for the elastoplastic analyses:

$$f(\xi, \rho) = \sqrt{6} \alpha \xi + \rho - \sqrt{2} k = 0 \quad (1)$$

where α and k are material constants; $\xi = I_1 / 3$ and $\rho = \sqrt{2J_2}$. I_1 and J_2 are the first invariant of the stress tensor and the second invariant of the stress deviator tensor [67]. The invariants ξ and I_1 indicate the hydrostatic component of the current stress state. Because of the incompressibility of plastic deformations only ρ can contribute to the yielding for isotropic materials. In other words, ρ is the part of the stress that tends to change shape [58].

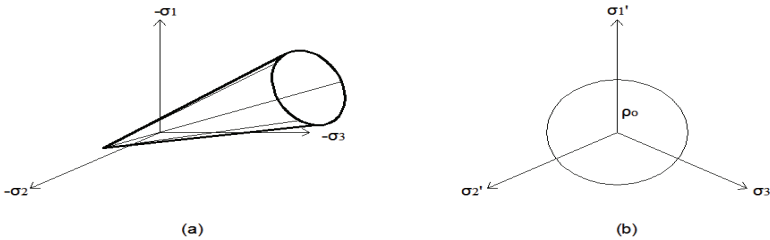


Fig. 21 - DP yield criterion (a) yield surface in the principal stress space, (b) π plane [67].

The surfaces of both DP and MC yield criteria are made to coincide along the compression meridian, as shown in Fig.22, and then the constants α and k are related to the constants c and ϕ [67]:

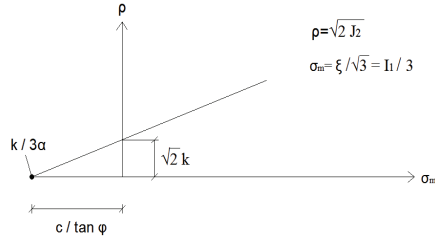


Fig. 22 - Compression meridian of DP yield criterion [67].

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}, \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (2)$$

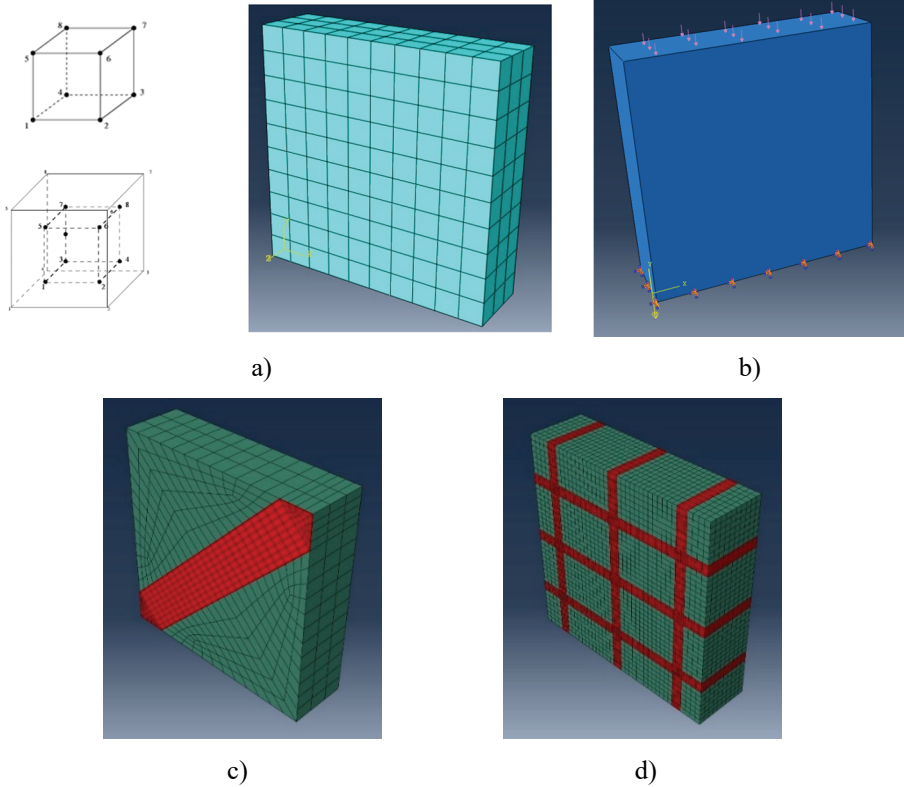


Fig. 23 - FE model a) FE mesh and brick element (C3D8) b) Boundary-loading conditions c)LP_K-S FE Model d)LP_T-S FE Model.

In this study, 3D NLFEA has been used for stone masonry walls. Masonry constituents, e.g., stone and mortar, are assumed to be isotropic, and the model is considered with an eight-node brick element (C3D8) with a DP constitutive model [61, 65, 66] in ABAQUS software [62]. Also, a lamina material model was used for CFRP elements. The mechanical parameters of the CFRP used in the analyzes are given in Table 8. Interaction behavior between the masonry wall and CFRP strips was assumed as hard contact [62]. The finite element (FE) type, mesh, and boundary-loading conditions are shown in Fig. 23.

The evolution of the yield surface with plastic deformation is described in terms of the equivalent stress $\bar{\sigma}$, which can be chosen as either the uniaxial compression yield stress, the uniaxial tension yield stress, or the shear (cohesion) yield stress [62]. In this study, hardening behavior type was selected as compression strength (σ_c).

In macro modeling, it is crucial to accurately characterize the material properties for masonry. In this paper, the most critical parameters for masonry, namely modulus of elasticity (E_m), internal friction angle (ϕ), Poisson's ratio were determined experimentally as stated in Section 2.2. Since the test walls were being strengthened after the initial loading phase, the experiments conducted under in-plane loads were terminated much before the masonry walls reached the collapse mechanism or immediately after initial cracking. Additionally, the compressive strength of the masonry walls could not be obtained experimentally so the compressive strength parameter required for numerical analysis was determined using empirical relations accepted in the literature [68–71].

The failure mechanism and lateral load-displacement behavior of masonry are strongly affected by the difference in modulus of elasticity between unit and mortar [72, 73]. In this study, the modulus of elasticity of stone masonry walls was determined experimentally (Fig. 2a). In numerical modeling, the following equation (Eq. 3) was used to determine the compressive strength of masonry wall (σ_c) [68–71].

$$E_m \approx (550 - 750) \sigma_c \quad (3)$$

The other material parameter used in the constitutive model is the flow stress ratio of the flow stress in triaxial tension to the flow stress in triaxial compression, K ($0.778 \leq K \leq 1.00$). In this study, the mechanical parameters of the stone masonry walls are given in Table 8.

Table 8 - Material parameters employed in Finite Element analyses.

Stone Masonry Wall			CFRP	
DP Model	Before Strengthening	After Grout Injection		
E_m (MPa)	1900	2250	E (MPa)	230000
ϕ (°)	45	45	f_t (MPa)	4900
Poisson Ratio	0.28	0.28	Ultimate tensile strain (%)	2.1
σ_c (MPa)	3.25	4.00	Weight per unit area (g/m ²)	300
K	0.85	0.85		

3.2. Comparison of the Numerical and Experimental Results

The lateral load-displacement curve obtained from nonlinear FEA is compared with the experimental results before strengthening (Fig. 24a) and after grout injection (Fig. 24b).

It can be seen that the numerical results are compatible with the lateral load - displacement curve obtained from the tests before strengthening. The slopes of the initial ascending part of the load-displacement curves and the peak load-displacement levels of the unstrengthened walls agree well with the numerical results. Furthermore, the ultimate displacement and lateral load values are in close agreement with the test results (Fig. 24a).

A comparison of the numerical and experimental load-displacement responses of G1-S and G2-S specimens is given in Fig. 24b. It can be said that the numerical results for the G1-S and G2-S specimens show good agreement with the experimental results in terms of the initial stiffness, ultimate displacement, and peak lateral load. Unfortunately, for both specimens, there exist major discrepancies between the predicted and experimental results for the post-elastic part of the curve. Here, it can be stated that there exists no gradually developing damage defined in the macro modeling technique with DP model.

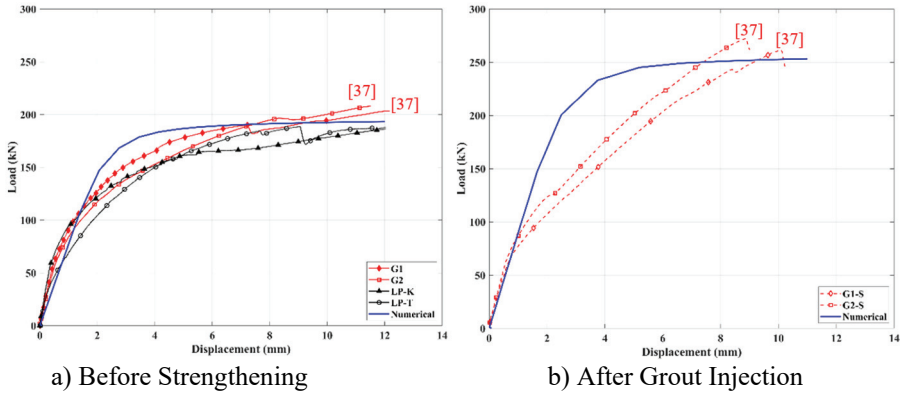


Fig. 24 - Comparison of experimental and numerical analysis result for Double-Wythe Stone Masonry Walls.

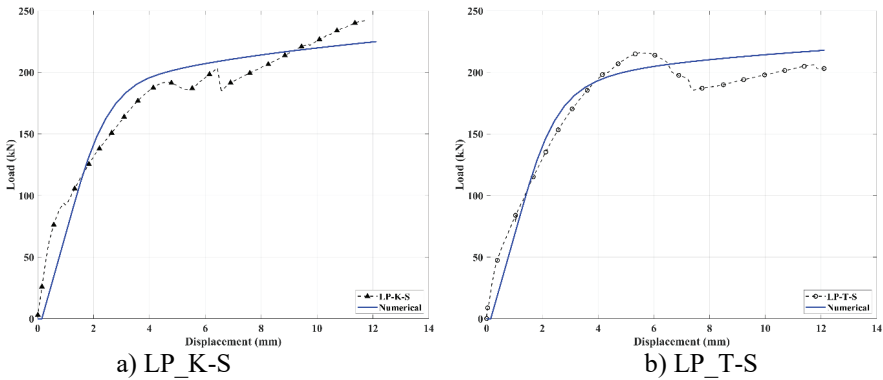


Fig. 25 - The lateral load - displacement curves for LP_K-S and LP_T-S.

The lateral load - displacement curve obtained from numerical analysis is compared with the experimental results in Fig.25a for LP_K-S and Fig.25b for LP_T-S. The numerical results are compatible with the lateral load-displacement curve obtained from the test. The post-peak behavior of the test wall is close to numerical results.

During the experiments, cracks predominantly occurred along the mortar joints in a stair-step pattern, and significant crushing was observed in the toe region of the wall (Fig. 26a). The shear stress distribution of the stone masonry wall is shown in Fig. 26b. When the test and numerical results are compared in terms of shear stress, it is evident that shear stress concentrations in the numerical results correspond to areas where crack widths have higher values.

Comparison of the numerical and experimental crack patterns was evaluated through the distribution of the maximum principal plastic strains and minimum principal stresses in Figs. 26c and d. It is observed that stress and strain values are concentrated in the toe regions of the wall.

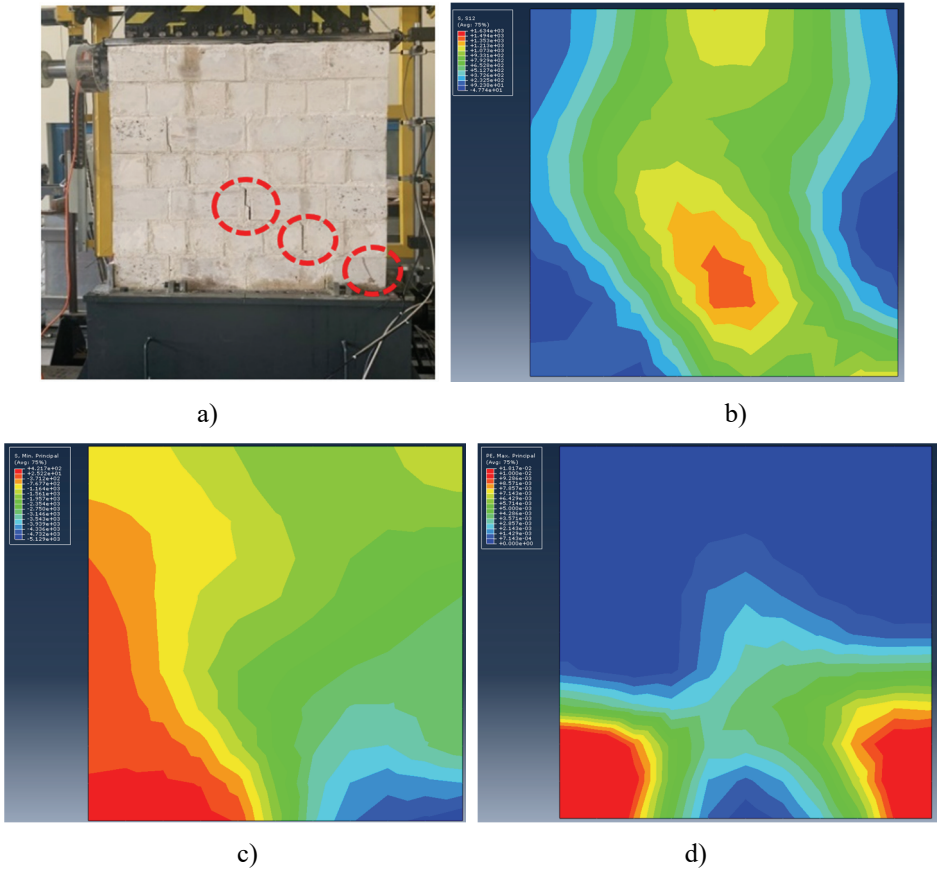


Fig. 26 - Experimental and numerical analysis results for unstrengthened walls
a) Experimental crack pattern, b) Shear stress distribution, c) Minimum principal stress,
d) Maximum principal strain

For LP_K-S specimen, a comparison of the experimental crack pattern and shear stress distribution obtained from the numerical results is presented in Fig. 27 and also, the tensile stress in the CFRP elements is given in Fig. 28. It was observed that CFRP application changed the shear stress distribution on the wall. As a result of the numerical analysis, it showed that the tensile stress in the CFRP reached to 1611 MPa. The tensile strength of CFRP is 4900 MPa and the ultimate tensile strain is 2.1%. It should also be mentioned that there was no debonding of CFRP from the surface of the wall during the test. It can be said that numerical results are compatible with experimental ones.

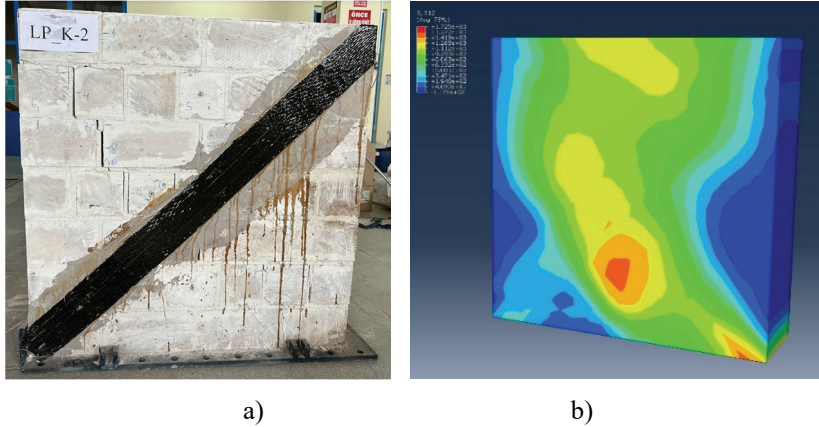


Fig. 27 - Experimental and numerical analysis results for LP_K-S. a) Experimental crack pattern, b) Shear stress distribution

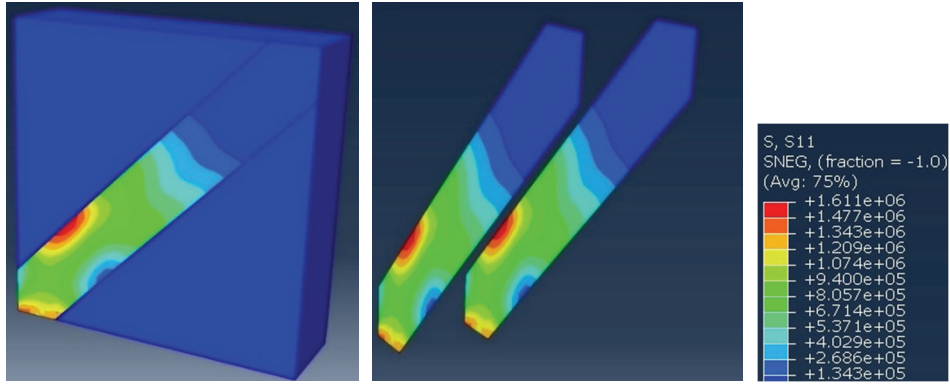


Fig. 28 - Tensile stress distribution in CFRP of LP_K-S.

Similarly, for LP_T-S specimen, a comparison of the experimental crack pattern and shear stress distribution obtained from the numerical results is presented in Fig. 29 and also, the tensile stress in the CFRP elements is given in Fig. 30. It was observed that CFRP application changed the shear stress distribution on the wall. As a result of the numerical analysis, it

showed that the tensile stress in the CFRP reached to 2794 MPa. The tensile strength of CFRP is 4900 MPa and the ultimate tensile strain is 2.1%. It should also be mentioned that there was no debonding of CFRP from the surface of the wall during the test. It can be said that numerical results are compatible with experimental ones.

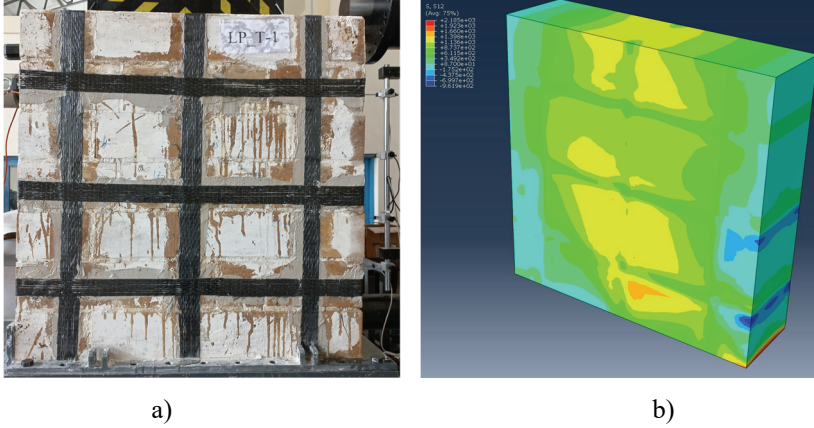


Fig. 29 - Experimental and numerical analysis results for LP_T-S. a) Experimental crack pattern, b) Shear stress distribution

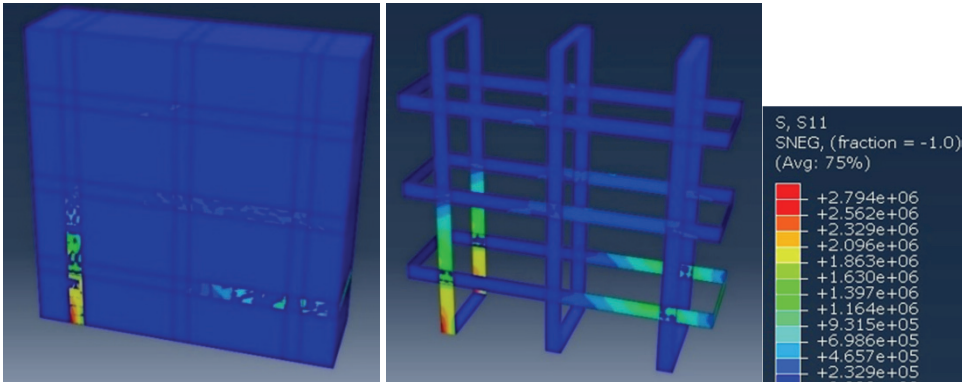


Fig. 30 - Tensile stress distribution in CFRP of LP_T-S.

4. CONCLUSIONS

This study aims to experimentally explore the structural behavior of double-wythe stone masonry walls strengthened by CFRP and grout injection under in-plane loading. Moreover, 3D NLFEA of stone masonry walls both unstrengthened and strengthened with grout injection and CFRP was performed and compared with experimental results. The following conclusions can be drawn:

1. Prior to the application of strengthening process, the masonry walls were tested under vertical and lateral load to induce pre-damage. After reaching the required crack width, CFRP were applied to the damaged walls, and they were subsequently retested under the same loading conditions. During the experiments, it was observed that most cracks in the unreinforced masonry stone walls propagated predominantly along the mortar joints in a staircase pattern. Notably, in the masonry units near the right toe of the walls, the increase in horizontal load led to the formation of vertical and diagonal cracks. It was observed that no new cracks occurred compared to the unstrengthened walls. However, in the toe regions of the wall, excessive crushing was observed.
2. The walls strengthened with CFRP (LP_K-S and LP_T-S) exhibited a higher displacement capacity than those reinforced with grout injection (G1-S and G2-S walls). While the ultimate displacement for G1-S and G2-S walls remained below the collapse prevention limit, LP_K-S and LP_T-S walls exceeded this threshold value. The ultimate displacement of the LP_T-S wall was slightly higher than that of the LP_K-S wall, however the lateral load-carrying capacity of LP_T-S wall was 19% higher. When the drift ratios were evaluated, it was observed that the damage levels outlined in the codes were consistent with the observed damage conditions in the walls.
3. The DP constitutive model was adopted with the macro modeling technique to simulate the nonlinear behavior of stone walls, both unstrengthened and strengthened with grout injection and CFRP. The mechanical properties obtained from the triaxial compression tests of stone, mortar, grout, and stone-mortar composite materials were used in the numerical analysis of stone masonry walls, and the results were found to be consistent. The comparisons of numerical results with the experimental ones confirm that the proposed numerical approach is appropriate for representing the lateral load-displacement relationship. Also, failure modes and peak lateral loads can reasonably be predicted using the macro modeling approach. Furthermore, it was observed that the tensile stress monitored in the CFRP grid was higher than CFRP diagonal layout.
4. The macro-modeling technique can be used quite efficiently for the analysis of masonry stone walls; however, only basic failure modes and peak lateral loads can be predicted accurately. The numerical results after the peak load (softening phase) generally differ from the experimental results. This discrepancy is believed to stem from the lack of a gradually developing damage mechanism defined in the macro modeling technique using the DP model. For future work, micro or simplified micro modeling techniques may be preferred for the numerical analysis of stone masonry walls.

Acknowledgments

This study was supported by Yıldız Technical University Research Foundation (Project No: FDK-2021-4482) and Turkish Higher Education Institution (YÖK) 100/2000 doctoral project.

Assoc. Prof. Dr. Cüneyt VATANSEVER is gratefully acknowledged for providing technical support in the use of Abaqus software.

References

- [1] L. G. Baltazar, F. M. A. Henriques, and M. T. Cidade, “Experimental Study and Modeling of Rheological and Mechanical Properties of NHL Grouts,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 27, no. 12, pp. 1–11, Dec. 2015, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001320.
- [2] B. Doran, H. Orhun Koksall, S. Aktan, S. Ulukaya, D. Oktay, and N. Yuzer, “In-Plane Shear Behavior of Traditional Masonry Walls,” *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 11, no. 2, pp. 278–291, Feb. 2017, doi: 10.1080/15583058.2016.1207114.
- [3] P. B. Lourenço, D. V. Oliveira, P. Roca, and A. Orduña, “Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-Plane Combined Loading,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, no. 11, pp. 1665–1673, Nov. 2005, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:11(1665).
- [4] P. B. Lourenço, “Computational strategies for masonry structures,” Doctoral Thesis, 1996.
- [5] M. Ashraf, A. N. Khan, A. Naseer, Q. Ali, and B. Alam, “Seismic Behavior of Unreinforced and Confined Brick Masonry Walls Before and After Ferrocement Overlay Retrofitting,” *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 6, no. 6, pp. 665–688, Nov. 2012, doi: 10.1080/15583058.2011.599916.
- [6] A. Borri, G. Castori, and M. Corradi, “Shear behavior of masonry panels strengthened by high strength steel cords,” *Constr Build Mater*, vol. 25, no. 2, pp. 494–503, Feb. 2011, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2010.05.014.
- [7] B. Doran, N. Yuzer, S. Aktan, D. Oktay, and S. Ulukaya, “Numerical Modeling of Traditional Masonry Walls Strengthened with Grout Injection,” *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 14, no. 10, pp. 1517–1532, Nov. 2020, doi: 10.1080/15583058.2019.1618970.
- [8] Z. Multazam, K. Yamamoto, K. Timsina, C. K. Gadagamma, and K. Meguro, “Shaking table tests of a one-quarter scale model of concrete hollow block masonry houses retrofitted with fiber-reinforced paint,” *Sci Rep*, vol. 14, no. 1, p. 8041, Apr. 2024, doi: 10.1038/s41598-024-58365-4.
- [9] M. A. Elgawady and P. Lestuzzi, “A review of conventional seismic retrofitting techniques for URM,” 13th International Brick and Block Masonry Conference, no. January, pp. 1–10, 2004.
- [10] M. Godio, F. Vanin, S. Zhang, and K. Beyer, “Quasi-static shear-compression tests on stone masonry walls with plaster: Influence of load history and axial load ratio,” *Eng Struct*, vol. 192, pp. 264–278, Aug. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.04.041.
- [11] M. ElGawady, M., Lestuzzi, P., Badoux, “A Review of Retrofitting of URM Walls Using Composites,” in 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Calgary, Alberta, 2004.
- [12] M. Elgawady, “Seismic in-plane behavior of URM walls upgraded with composites,” 2004. doi: 10.5075/epfl-thesis-3111.

- [13] T. C. Triantafillou, "Composites: a new possibility for the shear strengthening of concrete, masonry and wood," *Compos Sci Technol*, vol. 58, no. 8, pp. 1285–1295, Aug. 1998, doi: 10.1016/S0266-3538(98)00017-7.
- [14] M. Uranjek, V. Bosiljkov, R. Žarnić, and V. Bokan-Bosiljkov, "In situ tests and seismic assessment of a stone-masonry building," *Mater Struct*, vol. 45, no. 6, pp. 861–879, Jun. 2012, doi: 10.1617/s11527-011-9804-z.
- [15] B. Dinç-Şengönül, D. Oktay, and N. Yüzer, "Effect of temperature, resting time and brick dust (Horasan) on the rheological properties of hydraulic lime-based grouts," *Constr Build Mater*, vol. 265, p. 120644, 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120644.
- [16] B. Dinç-Şengönül, M. Bayram, D. Oktay, and N. Yüzer, "Valorization of Cappadocia waste earth in the production of sustainable lime-based grouts," *Sustain Chem Pharm*, vol. 38, p. 101503, Apr. 2024, doi: 10.1016/j.scp.2024.101503.
- [17] L. G. Baltazar and F. M. A. Henriques, "Rheology of Grouts for Masonry Injection," *Key Eng Mater*, vol. 624, pp. 283–290, Sep. 2014, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.624.283.
- [18] L. G. Baltazar, F. M. A. Henriques, D. Rocha, and M. T. Cidade, "Experimental Characterization of Injection Grouts Incorporating Hydrophobic Silica Fume," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 29, no. 10, Oct. 2017, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002021.
- [19] L. G. Baltazar, F. M. A. Henriques, and F. Jorne, "Optimisation of flow behaviour and stability of superplasticized fresh hydraulic lime grouts through design of experiments," *Constr Build Mater*, vol. 35, pp. 838–845, Oct. 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.084.
- [20] L. G. Baltazar, F. M. A. Henriques, and M. T. Cidade, "Contribution To the Design Of Hydraulic Lime-Based Grouts For Masonry Consolidation," *Journal of Civil Engineering and Management*, vol. 21, no. 6, pp. 698–709, Jun. 2015, doi: 10.3846/13923730.2014.893918.
- [21] E. Luso and P. B. Lourenço, "Experimental laboratory design of lime based grouts for masonry consolidation," *International Journal of Architectural Heritage*, pp. 1–10, Jul. 2017, doi: 10.1080/15583058.2017.1354095.
- [22] D. V. Bompá and A. Y. Elghazouli, "Shear-Compression Failure Envelopes for Clay Brick Lime Mortar Masonry Under Wet and Dry Conditions," 2022, pp. 175–185. doi: 10.1007/978-3-030-90788-4_17.
- [23] M. R. Valluzzi, F. da Porto, and C. Modena, "Behavior and modeling of strengthened three-leaf stone masonry walls," *Mater Struct*, vol. 37, no. 3, pp. 184–192, Apr. 2004, doi: 10.1007/BF02481618.
- [24] G. Vasconcelos and P. B. Lourenço, "Experimental characterization of stone masonry in shear and compression," *Constr Build Mater*, vol. 23, no. 11, pp. 3337–3345, 2009, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2009.06.045.

- [25] M. Abdel-Mooty, A. Al Attar, and M. El Tahawy, “Experimental evaluation of stone masonry walls with lime based mortar under vertical loads,” *Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture XII*, vol. 118, pp. 401–412, Sep. 2011, doi: 10.2495/STR110331.
- [26] D. V. Oliveira, R. A. Silva, E. Garbin, and P. B. Lourenço, “Strengthening of three-leaf stone masonry walls: an experimental research,” *Mater Struct*, vol. 45, no. 8, pp. 1259–1276, Aug. 2012, doi: 10.1617/s11527-012-9832-3.
- [27] A. Rezaie, M. Godio, and K. Beyer, “Experimental investigation of strength, stiffness and drift capacity of rubble stone masonry walls,” *Constr Build Mater*, vol. 251, p. 118972, Aug. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118972.
- [28] L. Estevan, F. J. Baeza, D. Bru, and S. Ivorra, “Stone masonry confinement with FRP and FRCM composites,” *Constr Build Mater*, vol. 237, p. 117612, Mar. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117612.
- [29] A. Sandoli, B. Ferracuti, and B. Calderoni, “FRP-confined tuff masonry columns: regular and irregular stone arrangement,” *Compos B Eng*, vol. 162, pp. 621–630, Apr. 2019, doi: 10.1016/j.compositesb.2019.01.015.
- [30] A. Rahman and T. Ueda, “Experimental Investigation and Numerical Modeling of Peak Shear Stress of Brick Masonry Mortar Joint under Compression,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 26, no. 9, Sep. 2014, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000958.
- [31] G. Milani, T. Rotunno, E. Sacco, and A. Tralli, “Failure load of Frp strengthened masonry walls: Experimental results and numerical models,” *SID Structural Integrity and Durability*, vol. 2, no. 1, pp. 29–50, 2006.
- [32] A. Ghobarah and K. El Mandooh Galal, “Out-of-Plane Strengthening of Unreinforced Masonry Walls with Openings,” *Journal of Composites for Construction*, vol. 8, no. 4, pp. 298–305, 2004, doi: 10.1061/(asce)1090-0268(2004)8:4(298).
- [33] B. Bozyigit et al., “Damage to monumental masonry buildings in Hatay and Osmaniye following the 2023 Turkey earthquake sequence: The role of wall geometry, construction quality, and material properties,” *Earthquake Spectra*, vol. 40, no. 3, pp. 1870–1904, Aug. 2024, doi: 10.1177/87552930241247031.
- [34] A. Bayraktar, N. Coşkun, and A. Yalçın, “Performance of Masonry Stone Buildings during the March 25 and 28, 2004 Aşkale (Erzurum) Earthquakes in Turkey,” *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 21, no. 6, pp. 432–440, Dec. 2007, doi: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2007)21:6(432).
- [35] C. Demir and A. Ilki, “Characterization of the materials used in the multi-leaf masonry walls of monumental structures in Istanbul, Turkey,” *Constr Build Mater*, vol. 64, pp. 398–413, Aug. 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.099.
- [36] A. Bayraktar, N. Coşkun, and A. Yalçın, “Damages of masonry buildings during the July 2, 2004 Doğubayazıt (Ağrı) earthquake in Turkey,” *Eng Fail Anal*, vol. 14, no. 1, pp. 147–157, Jan. 2007, doi: 10.1016/j.engfailanal.2005.11.011.

- [37] B. Dinç-Şengönül, N. Yüzer, C. Şengönül, S. Ulukaya, D. Oktay, and Ö. Ündül, "Behavior of grout injected solid stone masonry walls under in-plane loading," *Structures*, vol. 58, p. 105411, Dec. 2023, doi: 10.1016/j.istruc.2023.105411.
- [38] General Directorate of Highways B.D.H.B.B., *Historical Bridges*, No: 268. Ankara, 2009.
- [39] N. Mazzon, "Influence of Grout Injection on the Dynamic Behaviour of Stone Masonry Buildings," 2010.
- [40] M. Ponte, J. Milosevic, and R. Bento, "Parametrical study of rubble stone masonry panels through numerical modelling of the in-plane behaviour," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 17, no. 3, pp. 1553–1574, Mar. 2019, doi: 10.1007/s10518-018-0511-9.
- [41] B. Silva, M. Dalla Benetta, F. da Porto, and C. Modena, "Experimental assessment of in-plane behaviour of three-leaf stone masonry walls," *Constr Build Mater*, vol. 53, pp. 149–161, Feb. 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.11.084.
- [42] G. Vasconcelos and P. B. Lourenço, "In-Plane Experimental Behavior of Stone Masonry Walls under Cyclic Loading," *Journal of Structural Engineering*, vol. 135, no. 10, pp. 1269–1277, Oct. 2009, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000053.
- [43] EN 1015-11, *Methods of test for mortar for masonry - Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. 2019.
- [44] EN 13286-43, *Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 43: Test method for the determination of the modulus of elasticity of hydraulically bound mixtures*. 2017.
- [45] E. Y. Gökyiğit-Arpaci, D. Oktay, N. Yüzer, S. Ulukaya, and D. Ekşi-Akbulut, "Performance Evaluation of Lime-Based Grout Used for Consolidation of Brick Masonry Walls," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 31, no. 6, Jun. 2019, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002692.
- [46] TS EN 1926, *Natural stone test methods- Determination of compressive strength*. 2007.
- [47] TS EN 12372, *Natural stone test methods- Determination of flexural strength under concentrated load*. 2007.
- [48] BS EN 1771, *Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Determination of injectability and splitting test*. British Standards. 3. 2004.
- [49] B. Biçer-şimşir, I. Griffin, B. Palazzo-Bertholon, and L. Rainer, "Lime-based injection grouts for the conservation of architectural surfaces," *Studies in Conservation*, vol. 54, no. suppl, pp. 3–17, Jun. 2009, doi: 10.1179/sic.2009.54.Supplement-1.3.
- [50] V. Pachta, "The Role of Glass Additives in the Properties of Lime-Based Grouts," *Heritage*, vol. 4, no. 2, pp. 906–916, May 2021, doi: 10.3390/heritage4020049.
- [51] V. Pachta, F. Papadopoulos, and M. Stefanidou, "Development and testing of grouts based on perlite by-products and lime," *Constr Build Mater*, vol. 207, pp. 338–344, May 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.02.157.

- [52] V. Pachta and D. Goulas, “Fresh and hardened state properties of fiber reinforced lime-based grouts,” *Constr Build Mater*, vol. 261, p. 119818, Nov. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119818.
- [53] M. Stefanidou, V. Pachta, and G. Konstantinidis, “Exploitation of waste perlite products in lime-based mortars and grouts,” *Sustain Chem Pharm*, vol. 32, p. 101024, May 2023, doi: 10.1016/j.scp.2023.101024.
- [54] S. Aktan, “Düzlem İçi Yükler Etkisindeki Yığma Duvarlarda Bünyesel Modelleme,” Doktora tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2016.
- [55] D. V Oliveira and P. B. Lourenço, “Experimental behaviour of three-leaf stone masonry walls,” 2006.
- [56] M. Corradi, C. Tedeschi, L. Binda, and A. Borri, “Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: Deep repointing,” *Constr Build Mater*, vol. 22, no. 4, pp. 463–472, Apr. 2008, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2006.11.021.
- [57] K. F. Abdulla, L. S. Cunningham, and M. Gillie, “Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach,” *Eng Struct*, vol. 151, pp. 349–365, Nov. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.08.021.
- [58] H. O. Koksall, O. Jafarov, B. Doran, S. Aktan, and C. Karakoc, “Computational material modeling of masonry walls strengthened with fiber reinforced polymers,” *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 48, no. 5, pp. 737–755, Dec. 2013, doi: 10.12989/sem.2013.48.5.737.
- [59] B. Doran, S. Ulukaya, Z. Unsal Aslan, M. Karslioglu, and N. Yuzer, “Experimental Investigation of CFRP Strengthened Unreinforced Masonry Walls with Openings,” *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 16, no. 12, pp. 1907–1920, Dec. 2022, doi: 10.1080/15583058.2021.1918286.
- [60] B. Doran, M. Karslioglu, Z. Unsal Aslan, and C. Vatansever, “Experimental and Numerical Investigation of Unreinforced Masonry Walls with and without Opening,” *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 17, no. 11, pp. 1833–1854, Nov. 2023, doi: 10.1080/15583058.2022.2080611.
- [61] B. Dinç-Şengönül, Y. Hothot, B. Doran, N. Yüzer, S. Ulukaya, and D. Oktay, “Nonlinear Behaviour of Two-Whyte Stone Walls,” in *12th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC 2020*, Barcelona, 2021, pp. 1–10. doi: 10.23967/sahc.2021.167.
- [62] “ABAQUS 6.14/CAE Analysis User’s Manual,” Dassault Systems, Simulia Corporation: 6.14.
- [63] İ. E. Bal, “Yığma yapılarda doğrusal olmayan artımsal analiz için bir yöntem önerisi,” *Dicle Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Mühendislik Dergisi*, vol. 8, no. 3, pp. 463–474, 2017, [Online]. Available: <https://dergipark.org.tr/tr/pub/dumf/issue/33629/405219>

- [64] J. Scacco, B. Ghiassi, G. Milani, and P. B. Lourenço, “A Fast Modeling Approach for Numerical Analysis of Unreinforced and FRCM Reinforced Masonry Walls Under Out-Of-Plane Loading,” *Composites Part B*, p. 107553, 2019, doi: 10.1016/j.compositesb.2019.107553.
- [65] Y. M. Hothot, B. Dinç-Şengönül, B. Doran, and N. Yüzer, “Nonlinear Finite Element Analysis of Stone Masonry-Solid Wall,” in *6 th International Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Gebze, Kocaeli, 2021.
- [66] Y. M. Hothot, B. D. Şengönül, B. Doran, and N. Yüzer, “Finite Element Applications of Stone Masonry Walls,” in *14th International Congress on Advances in Civil Engineering (ACE2020-21)*, İstanbul, 2021, pp. 1–6.
- [67] W. F. Chen, *Plasticity in Reinforced Concrete*. J. Ross Publishing, 2007.
- [68] H. B. Kaushik, D. C. Rai, and S. K. Jain, “Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 19, no. 9, pp. 728–739, 2007, doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728).
- [69] H. O. KÖKSAL and H. YILDIRIM, “Eksenel basınç altında beton briket yığma prizmaların sonlu eleman analizi,” *Teknik Dergi*, vol. 15, no. 3, pp. 3249–3265, 2004, [Online]. Available: <https://search.trdizin.gov.tr/tr/yayin/detay/1104>
- [70] T. Paulay and M. J. N. Priestly, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. 1992.
- [71] A. Brencich, C. Corradi, and L. Gambarotta, “Compressive strength of solid clay brick masonry under eccentric loading,” *Proceedings British Masonry Society*, pp. 37–46, 2002.
- [72] G. Mohamad, P. B. Lourenço, and H. R. Roman, “Mechanical behavior assessment of concrete block masonry prisms under compression.,” 2005.
- [73] O. Jafarov, “Lifli Polimerle Güçlendirilmiş Yığma Duvarların Modellenmesi, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.,” 2012.

Türkiye’de İşin Durdurulması Yaptırımının Ölümlü İş Kazaları ile İlişkisi

M. Sadi KARADEMİR^{1*}
Bülent EKİCİ²



ÖZ

İşin durdurulması, dünya genelinde iş müfettişlerinin hayati tehlike tespit etmesi durumunda sıklıkla başvurduğu bir yaptırım türüdür. Bu çalışmada, Türkiye’de, 2013-2023 yılları arasında uygulanan işin durdurulması yaptırımları, TC ÇSGB-Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı’nın idari tedbir raporları ve genel değerlendirme raporları kullanılarak ilk kez değerlendirilmiştir. Türkiye’de ölümlü iş kazalarının (%32,65) ve işin durdurulması yaptırımının (%85,52) en çok görüldüğü sektör olan inşaat sektörü, maden ve metal sektörü ile kıyaslanmıştır. İşin durdurulmasının ölümlü iş kazaları ile ilişkisi Spearman korelasyon analizi ve Poisson regresyon modeli kullanılarak incelenmiştir. 97.104 teftiş verisinden, teftişlerin ilk aşaması sonucunda uygulanan toplam 6627 adet işin durdurulması yaptırımı incelenmiştir. Korelasyon analizlerinin sonucunda (2013-2023) teftiş yapılan dönemde, inşaat ve maden sektöründe meydana gelen ölümlü iş kazaları ile uygulanan işin durdurulması yaptırımları arasında zayıf düzeyde pozitif ve istatistiksel olarak anlamsız bir ilişki tespit edilmiştir. Metal sektöründe güçlü düzeyde negatif ve anlamlı bir ilişki bulunmuştur. Çalışmada, işin durdurulması yaptırımının ölümlü kazalara teftişten sonraki yıllarda da etki edebileceği dikkate alınmıştır. Bir sektörde yaygın olarak teftiş yapılmasından sonraki dönemler için, sadece maden sektöründe işin durdurulmasının uygulanmasından 4 yıl sonra ölümlü iş kazaları ile güçlü düzeyde negatif ve anlamlı bir ilişki tespit edilmiştir. Çalışmada ayrıca, inşaat sektöründeki ölümlü iş kazalarının tahminine dair Poisson regresyon modeli pandemi öncesi dönem verileri (2013-2018) ve pandemiden sonraki verilerin de eklendiği tüm dönem (2013-2023) olarak iki ayrı model halinde oluşturulmuştur. Yapı ruhsatı ve GSYİH verilerinin de dâhil edildiği modele göre, 2013-2018 yılları arasındaki dönemde inşaat sektörünün GSYİH içindeki miktarındaki bir birimlik artışın, iş kazası sonucunda meydana gelen ölümleri %0.91 oranında azaltması beklendiği gözlenmiş, modelde ilgili yıllar için işin durdurulmasının etkisi kısıtlı bulunmuş olsa da işin

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu’na 17 Eylül 2024 günü ulaşmıştır. 17 Ocak 2025 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Eylül 2025 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://doi.org/10.18400/tjce.1551603>

1 Marmara Üniversitesi, İş Güvenliği Bölümü, İstanbul, Türkiye.

Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, İstanbul Rehberlik ve Teftiş Grup Başkanlığı, İstanbul, Türkiye
sadi.karademir@gmail.com - <https://orcid.org/0000-0002-5907-873X>

2 Marmara Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye

bulent.ekici@marmara.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-8967-0649>

* Sorumlu yazar

durdurulmasının ölüm sayılarına azaltıcı yönde etki ettiği görülmüştür. 2013-2023 arasındaki dönemin geneli değerlendirildiğinde ise, pandemi dönemi sonrası 2021, 2022 ve 2023 yıllarındaki verilerin eklenmesiyle Poisson regresyon modeli için istatistiksel olarak anlamlı bir sonuca varılamamıştır. Bu durumun sebepleri, sektörün GSYİH içindeki payının 2019-2023 döneminde, 2013-2018 yılları arasındaki döneme kıyasla %2,83 oranında azalması, sektördeki ölüm sayılarının maalesef düşmemesi ve ekonomik krizden sektörün küçülme yaşayarak etkilenmesi olabilir.

Anahtar Kelimeler: İşin durdurulması, yaptırımlar, iş teftişi, ölümlü iş kazaları, inşaat sektörü.

ABSTRACT

The Relationship between Suspension of Work Sanction and Fatal Occupational Accidents in Türkiye

Suspension of work is a type of sanction frequently used by labor inspectors worldwide in cases of life-threatening situations. In this study, the suspension of work sanctions imposed in Türkiye between 2013 and 2023 is evaluated for the first time using the administrative measure reports and general evaluation reports of the Turkish Ministry of Labor and Social Security, Directorate of Guidance and Inspection. The construction sector, which has the highest incidence of fatal occupational accidents (32.65%) and suspension of work sanctions (85.52%) in Türkiye, is compared with the mining and metal sectors. The relationship between suspension of work sanctions and fatal occupational accidents was examined through Spearman correlation analysis and a Poisson regression model. From a dataset of 97,104 inspections, a total of 6,627 suspensions of work sanctions imposed during the first stage of inspections were analyzed. The correlation analysis (2013–2023) revealed a weakly positive and statistically insignificant relationship between fatal occupational accidents in the construction and mining sectors and the number of suspensions of work sanctions imposed. Conversely, a strong negative and statistically significant relationship was found in the metal sector. The study also considers the possibility that suspension of work sanctions may affect fatal occupational accidents in the years following the inspections. For periods after widespread inspection in a sector, only in the mining sector was a strong negative and statistically significant relationship observed between suspension of work sanctions and fatal occupational accidents, four years after implementation. Additionally, a Poisson regression model was developed to predict fatal occupational accidents in the construction sector. This model was created in two versions: one using pre-pandemic data (2013–2018), and another using data from the entire period (2013–2023), including post-pandemic years. According to the model incorporating building license and GDP data, a one-unit increase in the construction sector's contribution to GDP during 2013–2018 is expected to reduce the number of deaths from occupational accidents by 0.91%. While the effect of suspension of work was found to be limited during these years, it still showed a decreasing effect on fatal occupational accidents. However, when the entire period (2013–2023) was evaluated, no statistically significant results were obtained from the Poisson regression model after including data from 2021, 2022, and 2023. This outcome may be attributed to several factors: the sector's share in GDP decreased by 2.83% during the 2019–2023 period compared to

2013–2018, the number of fatalities in the sector did not decline as expected, and the sector experienced a contraction due to the economic crisis.

Keywords: Suspension of work, sanctions, labor inspection, fatal occupational accidents, construction sector.

1. GİRİŞ

Gelişmekte olan ülkelerde, ekonomik gelişmenin hız kazanmasıyla birlikte iş sağlığına ve güvenliğine (İSG'ye) ilişkin iş kazaları sıklıkla meydana gelebilmektedir. Bu olumsuz duruma karşı devletler çeşitli yasal düzenlemeleri ve bu yasal düzenlemelerin ihlali durumunda uygulanan yaptırımları düzenlemiştir. Türkiye'de Avrupa Birliği (AB) direktifleri esas alınarak 30.06.2012 tarihinde İş Sağlığı ve Güvenliği Kanunu yönetmelikleri ile birlikte kademeli olarak yürürlüğe girmiştir. Bu kanuna ilişkin işyerlerindeki teftiş faaliyetleri ise, Uluslararası Çalışma Örgütü'nün (UÇÖ) 81 sayılı sözleşmesine bağlı olarak faaliyet gösteren, Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı'na bağlı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı'nda hizmet veren, İSG yönünden teftiş yapma yetkili teknik iş müfettişlerince yürütülmektedir. Teftişlerde İSG yükümlülüklerinin ihlali durumunda uygulanan yaptırımlar idari para cezaları ve işin durdurulması yaptırımlarıdır.

İSG'ye dair yapılan tüm iyileştirme faaliyetlerine rağmen, Türkiye'de iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları AB ülkeleri ve diğer gelişmiş ülkelere kıyasla oldukça yüksektir. Türkiye'de iş kazalarına ilişkin verileri yayımlayan Sosyal Güvenlik Kurumu (SGK) verilerine göre 2013-2020 yılları arasında ortalama 1399 işçi iş kazaları sebebiyle hayatını kaybetmiştir [1]. 2020 yılında Avrupa Birliği (AB) ülkelerinden Almanya'da 371, İspanya'da 392, Fransa'da 541, İtalya'da ise 776 işçi [2] iş kazaları sonucu hayatını kaybederken, Türkiye'de ise 1231 işçi maalesef iş kazaları sebebiyle hayata gözlerini yummuştur [1]. Ülkelerin İSG performansını ölçmek için kullanılan en önemli parametrelerden birisi olan, her 100.000 işçi başına düşen iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm oranları incelendiğinde de Türkiye için gelişmiş ülkelere kıyasla yüksek oran göze çarpmaktadır. 2020 yılında AB'ye üye ülkelerin tamamında her 100.000 işçi başına düşen ölüm sayısı, 1,77 olduğu belirtilmiştir [3]. 2013 ile 2020 yılları arasındaki her 100.000 işçi başına düşen ölüm oranlarının ortalaması alındığında bu oran, Almanya'da 0,91, İtalya'da 2,38, Fransa'da 2,71, Rusya Federasyonu'nda 6 olarak hesaplanmış; 2013-2018 yılları arasında aynı oran Birleşik Krallık'ta 0,83, ABD'de 5,15; 2016-2020 arasında Japonya'da ortalama oran 1,74 olarak elde edilmiştir [4]. 2013-2020 yılları arasındaki sürecin tamamı değerlendirildiğinde, Türkiye'de 100.000 işçi başına düşen ölüm oranının aritmetik ortalaması 7,5 olarak bulunmuş olup, 2020'de bu oran her 100.000 işçide 6 olarak belirtilmiştir. İnşaat sektöründe meydana gelen ölümlü iş kazaları incelendiğinde ise Türkiye için tablo daha da karamsar hale gelmektedir. Türkiye'de inşaat sektöründe her 100.000 işçi için meydana gelen ölüm oranı 2018 yılında 31,4 iken bu oran ABD'de 16, Birleşik Krallık'ta ise 1,5 olarak hesaplanmıştır [4]. Türkiye'de son yayımlanan istatistiklere göre ise, 2023 yılında toplamda 1966 çalışan maalesef iş kazaları sebebiyle hayatını kaybetmiş olup bu can kayıplarının %28,08'i (552 kişi) inşaat sektöründe meydana gelmiştir [1]. Rakamların ışığında değerlendirildiğinde, Türkiye'de özellikle inşaat sektöründe iş kazaları sonucunda meydana gelen ölüm sayılarının, yukarıda ismi geçen gelişmiş ülkelerle kıyaslandığında oldukça yüksek olması, iş kazalarının önlenmesi hususunda iyileştirme ihtiyacını, kültürel

değişimi, davranış değişimini sağlayacak şekilde ihlallere karşı yaptırım uygulamayı da beraberinde getirmektedir.

Yaptırım türleri, Ayres ve Braithwaite [5] tarafından oluşturulan yaptırımlar piramidinde en yaygından en nadir görülene olacak şekilde “para cezaları, faaliyetlerin askıya alınması (işin geçici olarak durdurulması), lisansların iptal edilmesi (ruhsatların geri alınması), işin kalıcı olarak durdurulması (iş yerinin kapatılması), hukuk davaları, ceza davaları” olarak sıralanmıştır. Vega ve Robert [6], uluslararası çalışma örgütüne üye ülkelerin iş teftişi yaptırımlarını incelediği çalışmada yaptırımları; parasal yaptırımlar (idari para cezaları), işin durdurulması yaptırımları ve iş müfettişlerinin çalışmasının engellenmesi durumunda uygulanan yaptırımlar olmak üzere üç ana kategoriye ayırmıştır. Konu ile ilgili Avrupa Birliği ülkelerindeki teftiş sistemlerini değerlendiren bir başka çalışmada ise yaptırımlar, dört ana başlıkta kategorize edilmiş olup bunlar; iyileştirme talep etme, işin durdurulması, para cezaları ve kovuşturma başlatma olarak sıralanmıştır [7]. İşin durdurulması yaptırımı, iş teftişlerinde genel olarak hayati (ciddi ve yakın) tehlikeleri içeren İSG ihlallerinin tespiti halinde uygulanmaktadır. İşin durdurulması yaptırımı, dünya genelinde üç farklı şekilde uygulanmakta olup bunlar, “işin geçici olarak durdurulması, kurumların kapatılması ve çalışma ruhsatlarının (lisansların) iptali” şeklinde gerçekleşmektedir [6].

Literatürde teftişlerin ve teftişler neticesinde uygulanan yaptırımların İSG’ye ve iş kazalarına olan etkisi değerlendirilmiştir. Bu bağlamda teftişlerin ve yaptırımların çalışma hayatına doğrudan etki ettiği ve iş kazaları ile yaralanmaları-ölümleri engellemede ya da azaltılmasında katkıda bulunduğunu belirten çalışmalar mevcuttur. Teftiş gören iş yerleri ile teftiş görmeyen iş yerleri kıyaslandığında teftiş gören iş yerlerinin daha az iş kazasına uğradığı ve iş kazalarından doğan İSG maliyetlerinin azaldığı belirtilmiştir [7]. OSHA yaptırımlarının iş kazaları ile ilişkisini analiz etmek amacıyla, 1979 ve 1985 yılları arasındaki teftişler değerlendirilmiş, teftiş sonucu verilen cezaların takip eden yıllarda denetlenen yerlerdeki iş kazalarında %22’lik bir düşüşe neden olduğu ve yapılan çalışmanın sonucunda anlamlı spesifik caydırıcı bir etki görüldüğü belirtilmiştir [8]. ABD’de OSHA tarafından uygulanan teftişlerin etkisi hakkında yapılan bir çalışmada 1972-2006 yılları arasında 29 eyalette 549.398 teftiş incelenmiş, imalat sektörü üzerinde yapılan değerlendirmede, birinci teftiştten ikinci teftişe olan süreçte toplam ihlallerin %28 - %48 oranında düştüğü ve sonrasında sayıların yavaş bir hızda düştüğü belirtilmiştir [9]. Yunan İş Teftiş Kurulu’nun verileri esas alınarak yaptırımların iş kazaları ve GSYİH üzerine etkilerinin araştırıldığı çalışmanın sonucunda ise, iş kazaları ve yaptırımlar arasında pozitif yönlü bir korelasyon ilişkisi olduğunu ortaya konulmuştur [10]. Yaptırımlar, tedbirlere uyulması, kanunların, standartların efektif şekilde uygulamaya konulması bakımından kritik bir role sahiptir. Yapılan bir çalışmada, idari yaptırımların/ idari cezaların uygulanmasının sağladığı caydırıcılığın İSG’ye uyum sağlamada yeterli olduğu, en uygun cezalandırma politikasının ise parasal ve parasal olmayan yaptırımların bileşimi şeklinde uygulanması gerektiği belirtilmiştir [11]. Yapılan maliyet etkin incelemelerle de [11] proaktif teftişin İSG uygulamalarının teşviki ve geliştirmelerinde hayati bir rol oynadığı, yaptırımların proaktif bakış açısıyla uygulanması gerektiği belirtilmiştir. Literatürde, teftişlerin ve yaptırımların iş kazaları üzerinde etkili olmadığını ileri süren çalışmalar da mevcuttur. 1976-1978 yılları arasında OSHA teftişlerinin iş kazaları sonucu oluşan ölüm ve yaralanma oranlarına etkisinin araştırıldığı bir çalışmada, teftişlerin firmalar üzerindeki yaralanma oranları üzerinde bir etkisinin bulunmadığı ileri sürülmüştür [12].

Türkiye’de inşaat sektöründe meydana gelen iş kazaları üzerine, son yıllarda işverenlerin, proje yöneticilerinin ve İSG profesyonellerinin İSG önlemlerini alması ve gözetim-denetim yükümlülüğünü yerine getirerek sektördeki iş kazalarının sayısının azaltılması amacıyla akademik yayınlar giderek artmaktadır. Bu doğrultuda yüksekte yapılan çalışmalarda gözetimi ve denetimi kolaylaştıran ve teknolojik entegrasyon ile İSG önlemlerine katkıda bulunmasını hedefleyen yapay zeka ve genişletilmiş gerçeklik entegrasyonu modeli gibi ileri teknolojik önerilerde bulunulmuş [13], daha önce İSG konularında genellikle kimya sektöründe görülen Boolean matematiğinden yararlanılan hata ağacı analizleri, inşaat sektöründeki iş kazası analizlerinde de uygulanmıştır [14]. İnşaat sektörü uygulamalarının spesifik özelliklerine göre, İSG çalışmaları detaylandırıldığı akademik çalışmalar da literatüre kazandırılmıştır [15]. Tüm bu yeni araştırmaların, çalışmaların ve önerilerin ortak hedefi sektördeki İSG kültürüne katkıda bulunmak, yasa koyuculara ve idari görevlilere rehberlik etmek, İSG önlemlerinin alınması için sektörün yüklenicileri, proje yöneticileri, saha mühendisleri, inşaat işçileri gibi prodüktif faaliyetlerine doğrudan etki eden paydaşlarına yol göstermek ve nihayetinde Türkiye’de inşaat sektöründe oldukça yüksek olan ölüm sayılarının azaltılmasına yardımcı olmaktır.

Faure ve Tilindyte [11] iflasın yaygın olarak görüldüğü ekonomilerde, İSG yaptırımı olarak parasal olmayan yaptırımları incelemektedir. Türkiye gibi ekonomik hareketliğin fazla olduğu, bu sebeple firmaların iflas durumu, devir vb. işlemlerine sıkça rastlanması ile idari para cezalarına ilişkin afların sıklıkla gerçekleşebildiği bir ortamda, yaygın olarak uygulanan idari para cezaları yaptırımının caydırıcılık noktasında etkisiz kalabilmesi nedeniyle, bu çalışmada yaptırımlardan işin durdurulması yaptırımının değerlendirilmesi tercih edilmiştir. 6331 sayılı İSG Kanununda [16] işin durdurulması yaptırımı özetle, hayati tehlike olan bir hususun tespiti durumunda uygulanması gerektiği belirtilmiştir. Buna ilaveten inşaat sektörünün yer aldığı bazı sektörlerde risk değerlendirmesinin yapılmamış olması ve üretim zorlaması yapılması durumunda da durdurma uygulanmaktadır [16]. Türkiye’de işin durdurulması yaptırımı, mülga 1475 sayılı İş Kanunu’na [17] göre, işyerinin kapatılması şeklinde uygulanmakta iken, 2012 yılından itibaren bu ibare işin durdurulması şekline dönmüştür.

İş müfettişlerinin İSG’ye dair tedbir aldırma yetkisi; 13.12.1950 tarihinde 5690 sayılı Kanun ile Türkiye’nin taraf olduğu Uluslararası Çalışma Örgütü’nün 81 sayılı sözleşmesinin 13. Maddesinde yer almaktadır. İşin durdurulmasına dair, ilgili maddenin b bendinde “İşçilerin sağlık ve emniyeti bakımından yakın bir tehlike mevcut olduğu takdirde, derhal tatbik olunmak üzere tedbirler alınması” hükmü geçmektedir [18]. Ulusal mevzuatta ise iş müfettişlerinin görev, yetki ve sorumluluklarına ilişkin hükümler, 4857 sayılı İş Kanunun 91. ve 92. maddesinde [19], 6331 sayılı İş Sağlığı ve Güvenliği Kanunu’nun 24. maddesinde [16] ve İş Teftişi Hakkında Yönetmeliğin 6. maddesinde [20] belirtilmiştir.

İSG’ye ilişkin teftişler, programlı teftiş ve inceleme teftişleri olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Yıllık olarak sektörlerde göre teftiş konularının ve kapsamının belirlendiği programlı teftişlerde risk esaslı olarak düzenlenmektedir. İnceleme teftişleri ise, programlı teftiş konuları dışında, ihbar, şikayet, iş kazası, meslek hastalığı ve diğer incelenmek üzere gelen konulardan teftiş faaliyeti ile ilgili olan hususları içeren teftiş türüdür [21]. Programlı teftişler için programlı teftiş raporları, inceleme teftişleri için ise inceleme raporları yazılmaktadır. İşin durdurulması yaptırımları, her iki teftiş türü için de uygulanabilmektedir. İşin durdurulması yaptırımına dair, işin durdurulması, durdurmanın devamı ve işin

durdurulmasının kaldırılmasına ilişkin kararlar iş müfettişlerince idari tedbir raporlarında belirtilmektedir. Yapılan çalışmalarda iş teftişi raporlarının İSG araştırmalarına dair önemli veriler sunduğunu [7] ifade edilmiş olup bu çalışmada idari tedbir raporu sayıları değerlendirmeye tabi tutulmuştur. Araştırma konumuza dair Tatsaki vd.’nin [10] Yunan İSG müfettişlerinin yaptırım verileri ile ilgili yaptığı çalışmada, gelecek çalışmalar için yaptırım türlerinin ayrı ayrı incelenmesinin yaptırımlar üzerinde yapılacak olan çalışmaları geliştireceğinden bahsetmesi, spesifik olarak işin durdurulması yaptırımının üzerinde çalışmamızın nedenleri arasındadır.

Bu çalışmanın amacı, iş kazalarını önlemek amacıyla uygulanan işin durdurulması yaptırımının yıllar içerisinde ölümlü iş kazalarına olan etkisini, ölümlü kazaların en fazla görüldüğü inşaat sektörü ışığında değerlendirmek, sektörü maden ve metal sektörleri ile karşılaştırmak, Türkiye’nin Ulusal İSG Politika Belgesi ve Eylem Planı-III 2014 -2018’te [22] bu çalışmada özellikle yer verilen inşaat, maden ve metal sektörlerinde iş kazalarının azaltılmasının hedefine ulaşıp ulaşılamaması sorusuna ölümlü iş kazaları yönünden cevap aramaktır. İSG Kanunun uygulanmaya başlandığı yıldan, 2023 yılına kadar olan süreçte Türkiye’de yasal yükümlülüklerle uyumun, işin durdurulması yaptırımı yönünden değerlendirilmesi; idari tedbir raporlarından ve genel değerlendirme raporlarından elde edilen verilerin dikkate alınmasıyla, inşaat sektöründe işin durdurulması idari yaptırımının ölümlü iş kazalarına olan etkisini ilk kez istatistiksel olarak ortaya konulması bu çalışmanın temel yenilikleri arasındadır. Çalışma, kanunun uygulanmasının ve işin durdurulması yaptırımının inşaat sektöründe genel caydırıcılığa olan etkisi hakkında yorum yapma imkânını vermektedir.

Çalışmada inşaat, maden ve metal sektörleri için yapılan korelasyon analizleri ile işin durdurulmasının uygulandığı yıllarda ve sonraki süreçte yaptırımın, ölümlü iş kazaları ile ilişkisi araştırılmıştır. Ayrıca, İnşaat sektöründe meydana gelen ölümlü iş kazalarının tahminine dair yeni bir Poisson regresyon modeli oluşturulmuş, İSG Kanunun yürürlüğe girdiği 2013 yılından pandemi öncesine kadar olan 6 yıllık süreçte (2018 dahil) işin durdurulması yaptırımının ve yapı ruhsatı sayılarının değişken olarak dahil edildiği modelde, GSYİH içindeki sektörün payının (ABD Doları), ölümlü iş kazaları üzerine etkisi ortaya konulmuştur. Çalışmaya ilaveten pandemi döneminden sonraki 2021, 2022 ve 2023 yıllarına ait olan veriler de eklenerek ilgili model yeniden test edilmiştir.

2. MATERİYAL VE METOT

2.1. İşin Durdurulması Yaptırımına İlişkin Verilerin Temini

Türkiye’de İSG ve iş kazalarına dair yapılan daha önceki akademik çalışmaların genelinde SGK tarafından yayımlanan iş kazası verileri esas alınmış olmakta birlikte, inşaat sektöründe İSG ve iş kazalarına ilişkin yapılan çalışmalarda, daha önce mahkemelere sunulan bilirkişi dosyaları [23] [24] ve iş müfettişleri tarafından hazırlanan iş kazası raporları [25] [26] da değerlendirmeye alınmıştır. Türkçe literatürde, Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti’nde inşaat sektöründe meydana gelen ölümlü iş kazalarının analizinde Kıbrıs’ın sosyal güvenlik kurumu olan Sosyal Sigortalar Dairesi’nin müfettişlerinin hazırladığı raporlardan yararlanılan bir çalışma da mevcuttur [27]. Bu çalışmada ise ilk kez idari tedbir raporlarından elde edilen durdurma sayıları değerlendirmeye alınmıştır. 2013-2018 yılları arasında Türkiye’de, İSG yönünden toplam 69.497 teftiş gerçekleştirilmiştir. Bu teftişlerden 31.401 adedi program dışı

teftiş, 38.096 adet teftiş ise sektörel bazda hazırlanan programlı teftişlerdir. Türkiye’de gerçekleşen tüm teftişlerin ilk aşaması sonucunda toplam 6377 adet işin durdurulması yaptırımı uygulanmıştır. 2021, 2022 ve 2023 yıllarında ise toplamda 27.607 adet programlı teftiş gerçekleştirilmiş olup bu yıllarda toplamda 406 işyerinde işin durdurulması yaptırımı uygulanmıştır [28-42].

Bu çalışmada ise inşaat, maden ve metal işyerlerinde uygulanan toplam 6617 adet işin durdurulması yaptırımı hesaplara dâhil edilmiştir. İşyerlerinde işin durdurulması yaptırımı ilişkin usul ve esaslar İşyerlerinde İşin Durdurulmasına Dair Yönetmelik kapsamında belirtilmiş olup özetle, müfettişler işin durdurulmasına dair hayati tehlike tespit ettiklerinde, durumu belirten idari tedbir raporunu bağlı bulunduğu kuruma iletir, kurumda toplanan heyet tarafından işyerinin bir bölümünde veya tamamında işin durdurulması kararı verilir [43]. Bu çalışmada 2013-2018 yılları arasındaki işin durdurulması yaptırımlarına ilişkin kararlar iş müfettişlerince hazırlanıp heyetlere iletilen idari tedbir raporlarından temin edilmiştir. 2021, 2022 ve 2023 yılları arasındaki işin durdurulması verileri ise genel değerlendirme raporlarından derlenerek bu çalışmaya eklenmiştir [28-42].

Tablo 1 - Türkiye’de tüm sektörlerde uygulanan işin durdurulması yaptırımı ile inşaat, maden ve metal sektörlerinde uygulanan işin durdurulması yaptırımları [28-42]

Yıllar	Tüm Sektörler	İnşaat Sektörü	Maden Sektörü	Metal Sektörü
2013	257	155	54	11
2014	2.100	1858	203	14
2015	2.235	1985	189	22
2016	820	717	68	15
2017	726	632	69	8
2018	239	179	44	8
2019*	-	-	-	-
2020*	-	-	-	-
2021	221	161	53	2
2022	92	52	30	1
2023	93	62	25	0
Toplam	6783	5801	735	81

* 2019 ve 2020 yıllarına dair teftiş ve işin durdurulması verilerine ulaşılamaması sebebiyle ilgili yıllara ait veriler tabloda yer almamakta olup istatistiksel analizlerde de bu iki yıla ait veriler çıkarılmıştır. 2019 yılında program dışı teftişlere ağırlık verilmesi ve program dışı teftişlere dair verilerin yayımlanmaması; 2020 yılında ise tüm dünyayı etkisi altına alan Covid 19 pandemisinin ülkemizde de görülmesi üzerine, teknik iş müfettişlerinin genel olarak program dışı teftişlerde ve yaygın olarak da kısa çalışma başvurularının incelenmesinde görevlendirilmeleri nedeniyle 2020 yılı için İSG teftişlerine yönelik genel değerlendirme raporları yayımlanmamış olup bahse konu yıllarda uygulanan işin durdurulması sayılarına ulaşılamamıştır.

Yapılan istatistiksel çalışmada, 2013-2018 yılları arasında iş teftişine dair teftiş sayıları, ortalama işin durdurulması süreleri, sektörel bazda işin durdurulmasına ilişkin veriler Türkiye’de İSG’ye dair teftiş yapmaya yetkili kurum olan Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığına bağlı Rehberlik ve Teftiş Başkanlığına yapmış olduğumuz yazılı başvuru neticesinde elde edilerek değerlendirmeye tabi tutulmuştur. 2021, 2022 ve 2023 yıllarına dair veriler ise Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı tarafından yayımlanan genel değerlendirme raporlarından derlenerek elde edilmiştir [28-42]. İşin durdurulması yaptırımı ilişkin yıllık veriler bir bütün halinde ilk kez bu çalışmada yayımlanmaktadır. 2013 ile 2023 yılları arasında Türkiye’de tüm sektörlerde uygulanan toplam işin durdurulması yaptırımı verileri ile inşaat, maden ve metal sektöründe uygulanan işin durdurulması yaptırımı sayıları Tablo 1’de gösterilmiştir. İşin durdurulması verilerinin değerlendirilmesinde üç sektör için teftiş gören işyerlerinde ilk kez uygulanan durdurma verileri esas alınmıştır. 2019 ve 2020 yıllarına dair teftiş ve işin durdurulması verilerine ulaşılabilmesi sebebiyle ilgili yıllar, yapılan analizlerin dışında tutulmuştur. 2019 yılında program dışı teftişlere ağırlık verilmesi ve program dışı teftişlere dair verilerin yayımlanmaması; 2020 yılında ise tüm dünyayı etkisi altına alan Covid 19 pandemisinin ülkemizde de görülmesi bu kesintiye neden olan başlıca hususlar olarak sayılabilir. Özellikle pandemi süreci tüm sektörler için bir kilometre taşı işlevi görmüş, ilgili sürecin uzun sürmesi, istatistik veriler üzerinde konjonktürel dalgalanmalara sebep olmuş, süreç sektörlerdeki ekonomik duruma ve buna bağlı olarak da İSG uygulamalarına bazen doğrudan bazense dolaylı olarak etki etmiştir.

2.2. İş Kazaları ve Ölümlü İş Kazalarına İlişkin Verilerin Temini

Türkiye’de iş kazalarına dair resmi istatistik verileri, SGK’nın yayımlamış olduğu istatistiksel yıllıklarda yer almaktadır. Bu bağlamda, Tablo 2’de gösterilen Türkiye’de iş kazaları sonucunda meydana gelen ölüm sayıları ve ölümlü iş kazalarına ilişkin inşaat, maden ve metal işleri için temin edilen veriler, SGK’nın yayımlamış olduğu yıllıklardan temin edilmiştir. Ölüm sayılarının sektörel olarak tespit edilmesinde SGK tarafından yayımlanan ekonomik faaliyet sınıflandırmasına (Nace Kodları) [44] göre, inşaat sektörü için “41-Bina İnşaatı, 42-Bina Dışı Yapıların İnşaatı, 43-Özel İnşaat Faaliyetleri” verileri; maden işyerlerine ilişkin “05-Kömür Linyit Çıkarılması, 07-Metal Cevheri Madenciliği, 08-Diğer Madencilik ve Taş Ocakçılığı, 09-Madenciliği Destekleyen Hizmet Faaliyetleri,” verileri; metal sektörü için “24-Ana Metal Üretimi, 25-Makine ve Teçhizat Hariç, Fabrikasyon Metal Ürünlerin İmalatı, 28-Başka Yerde Sınıflandırılmamış Makine ve Ekipman İmalatı, 29-Motorlu Kara Taşıtı, Treyler (Römork) ve Yarı Treyler (Yarı Römork) İmalatı,” verileri esas alınmıştır. Nace kodlarının tercihinde daha önce programlı teftiş kapsamına alınan işyerlerinin Nace kodlarına göre seçilmiştir. İş Sağlığı ve Güvenliğine İlişkin İşyeri Tehlike Sınıfları Tebliği’ne [45] göre inşaat sektörünün ve maden sektörünün genel olarak çok tehlikeli sınıfta yer aldığı, metal sektörünün ise, çok tehlikeli ve tehlikeli olarak sınıflandırıldığı görülmektedir. Türkiye’de 6331 sayılı İSG Kanunu’nun uygulanmasıyla birlikte, İSG profesyonellerinin işyerlerinde görevlendirilme zorunluluğu ile işverenlere iş kazalarını bildirme yükümlülüğünün getirilmesi, toplam iş kazaları sayılarında önemli bir artış oluşturmuş, bildirilen kaza sayıları giderek yükselmiştir. Bu durum ilişki analizi ve modellemede istatistiksel olarak yanıltıcı bir sonuca götürebileceğinden, toplam iş kazalarına ilişkin sayılar bu çalışmaya dâhil edilmemiştir.

Tablo 2 - Türkiye’de tüm sektörlerde iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile inşaat, maden ve metal sektörlerinde iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları [1]

Yıllar	Tüm sektörler	İnşaat sektörü	Maden sektörü	Metal sektörü
2013	1360	521	84	87
2014	1626	501	381	72
2015	1252	473	79	76
2016	1405	496	83	68
2017	1633	587	86	90
2018	1541	591	56	111
2019	1147	368	48	63
2020	1231	347	66	66
2021	1382	386	75	99
2022	1517	422	105	107
2023	1966	552	86	146

2.3. Yapı Ruhsatı Sayıları ve Gayri Safi Yurt İçi Hasıla Verileri

2.3.1. Gayri Safi Yurt İçi Hasıla Verileri

Uluslararası ekonomik göstergeler arasında yer alan gayri safi yurt içi hasıla (GSYİH), bir ülkede belirli bir dönemde (genel olarak bir yıl), ulusal sınırların dahilinde mal ve hizmet üretiminin para karşılığındaki toplam değerini ifade etmektedir [46]. Bu makalede Türkiye’nin GSYİH verileri, TÜİK ve Dünya Bankası tarafından belirtilen veriler esas

Tablo 3 - Türkiye’nin GSYİH Verileri, inşaat sektörünün GSYİH içerisindeki payı ve parasal olarak karşılığı (milyar \$) [47], [48]

Yıllar	Türkiye’nin Toplam GSYİH verileri (milyar \$)	İnşaat sektörünün GSYİH içerisindeki payı (%)	İnşaat sektörünün GSYİH içerisindeki payının parasal karşılığı (milyar \$)
2013	957,8	8	76,6
2014	939,0	8,1	76,1
2015	864,3	8,1	70,0
2016	869,7	8,5	73,9
2017	859,0	8,5	73,0
2018	778,4	7,1	55,3
2019	761,0	5,4	41,1
2020	720,34	5,2	37,5
2021	819,87	5,1	41,8
2022	907,12	4,9	44,4
2023	1118,25	5,5	61,5

alınarak ABD doları cinsinden hesaplarda dikkate alınmıştır. Türkiye’de 2013-2023 yılları arasında GSYİH verileri, inşaat sektörünün GSYİH içindeki oranı ve parasal miktarı Tablo 3’te yer almaktadır.

2.3.2. Yapı Ruhsatı Verilen Bina Sayıları

İnşaat sektöründeki hareketlenmelere dair değerlendirme yapılabilmesi için Türkiye’deki en önemli verilerden birisi yapı ruhsatı istatistikleridir. Bu istatistiklerde yapı ruhsatı verilen bina sayısı, daire sayısı ve inşaat yüzölçümlerine ilişkin verilere erişmek mümkündür. Yapı ruhsatı istatistiklerinde, yapı ruhsatı verilen bina sayılarında meydana gelen değişim, sektörün yıl içerisinde yeni faaliyete geçen şantiyeleri hakkında bilgiler içermekte, bu durum sektörün ekonomik faaliyetlerindeki hareketliğe dair çıkarım yapmaya imkân vermektedir. İnşaat sektöründe belediyeler tarafından verilen yapı ruhsatı sayılarına dair istatistiksel veri, Türkiye İstatistik Kurumu tarafından yayınlamaktadır. Türkiye İstatistik Kurumu tarafından düzenlenen verilere göre, Türkiye’de, 2013-2023 yılları arasında yapı ruhsatı verilen bina sayılarında meydana gelen değişim Tablo 4’te gösterilmektedir.

Tablo 4 - Türkiye’de inşaat sektöründe 2013-2023 yılları arasında yapı ruhsatı verilen bina sayıları [49]

Yıllar	Yapı Ruhsatı Verilen Bina Sayıları
2013	121754
2014	139541
2015	125741
2016	134099
2017	161921
2018	104509
2019	55717
2020	96169
2021	138535
2022	127880
2023	139711

2.4. Korelasyon Analizi

Yapılan istatistiksel değerlendirmede Türkiye’de kanunun yaptırım yönünden uygulanmasının ölümlü iş kazaları ile ilişkisi, işin durdurulması yaptırımı üzerinden değerlendirilmiştir. İlk olarak 2013-2023 yılları arasındaki dönem için ölümlü iş kazaları ile aynı dönemde uygulanan işin durdurulması yaptırımları değerlendirilmiştir. 2019 ve 2020 yıllarına ait verilere ulaşamadığı için bu yıllar istatistiki değerlendirmelerden çıkarılmıştır. Teftişlerin ve yaptırımların iş kazalarına etkisi üzerine Gray ve Scholz [8] tarafından yapılan

bir değerlendirmede, teftişlerin iş kazaları üzerinde etkisinin, teftiştten sonraki üç yıla kadar olan süreçte görülebileceği belirtildiğinden, çalışmada ayrıca, İSG kanununun ilk kez uygulanmasının üzerinden geçen, pandemi döneminden etkilenmeyen ilk 6 yıllık süre zarfında yasanın ve yaptırımların etkisinin uygulandığı yılda direkt olarak görülemeyeceği ihtimali de dikkate alınmıştır. Bu sebeple, işin durdurulması yaptırımının, uygulandıktan sonraki yıllarda etki edebileceği düşünülerek, 2013-2018 yılları arasında uygulanan işin durdurulması yaptırımlarının, 2014-2019, 2015-2020, 2016-2021 ve 2017-2022 gibi sonraki dönemlerde iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile ilişkisinin tespiti için de korelasyon analizlerinden faydalanılmıştır.

Korelasyon analizlerinde temel amaç, iki farklı değişken arasındaki ilişkinin tespiti ve ilişkinin yönünün belirtilmesidir. Değişkenler arasında korelasyon katsayısının tespiti, ilişkinin derecesi ve yönünü belirleme imkanı verir [50]. Spearman korelasyon analizi, parametrik olmayan bir analiz türü olup, varsayımlara dayanmadan ilişkiyi ortaya koyma avantajını araştırmacılara sağlamaktadır. Spearman korelasyon analizinde normal dağılım şartının aranmaması, uygulama kolaylığı, küçük örneklerle ve aşırı değer bulunabilen serilere ve kesikli verilere uygulanabilmesi avantajları [51] anlamlı ilişkileri tespit edebilmenin oldukça güç olduğu Türkiye’deki İSG verileri için bu korelasyon analizini tercih etmemizin sebepleri arasındadır. Spearman korelasyon analizi, Türkiye’deki farklı bilimsel çalışmalarda da iş sağlığı ve güvenliği alanında ilişki analizleri için kullanılmıştır [52], [53]. Bu çalışmada, tüm sektörlerde değerlendirilen verilerin tamamı için parametrik varsayımların sağlanamaması nedeniyle, 2013-2018 yılları arasında ve sonraki dönemlerdeki (2014-2019, 2015-2020, 2016-2021 ve 2017-2022) değişiklik gösteren verilerin ilişkilerinin tespiti için Spearman sıra korelasyon analizi tercih edilmiştir. Spearman sıralama korelasyon katsayısı aşağıda belirtilen formülle hesaplanmaktadır.

$$\rho, r_s = 1 - \frac{6\sum d_i^2}{n(n^2-1)} [50] \quad (1)$$

$\rho = r_s$: Spearman sıra korelasyon katsayısı, d_i : Sıralama numaraları arasındaki fark ($X_i - Y_i$)
 n :Değişken sayısı

Hesaplanan sıra korelasyon katsayısı aşağıdaki gibi yorumlanmaktadır.

$r_s = 1$ -Tam pozitif ilişki; $0 < r_s < 1$ pozitif ilişki; $r_s = 0$ ilişki yoktur; $-1 < r_s < 0$ negatif ilişki; $r_s = -1$ tam negatif ilişki

Korelasyon katsayısının Dancey and Reidy (2007) [54] ‘e göre $|\pm 0.9| \geq r_s \geq |\pm 0.7|$ olması durumu, iki değişken arasında güçlü bir ilişki olduğu, $|\pm 0.6| \geq r_s \geq |\pm 0.4|$ olması durumu, iki değişken arasında ortalama bir ilişki olduğu şeklinde yorumlanmaktadır. Spearman sıralama korelasyon katsayılarının anlamlılığı ise bulunan katsayının istatistiksel olarak sıfırdan anlamlı bir farkı olup olmadığı durumu test edilerek bulunmakta olup teste ilişkin çift taraflı $H_0: r_s = 0$; $H_1: r_s \neq 0$ hipotezleri oluşturulur, belirlenen hata payına göre, r tablolarından kritik değer bulunarak veya hesaplanarak H_0 hipotezi kabul veya reddedilir [50]. H_0 hipotezinin reddedilmesi, korelasyon analizinin anlamlı olduğunu göstermektedir. Korelasyon analizlerinin uygulanmasında Statistical Package for the Social Sciences (SPSS) paket programının 27. sürümünden yararlanılmıştır.

2.5. Poisson Regresyon Modeli

Türkiye’de inşaat sektöründe ölümle sonuçlanan iş kazalarının fazlalığı, inşaat sektörü üzerinde odaklanmayı gerektirmektedir. İnşaat sektöründe, ölümlü iş kazasına etki eden değişkenler farklılıklar göstermektedir. Poisson dağılımı, sayım verileri ile kıyaslama yapılabilmesi için yaygın olarak kullanılmakta olup verilerin normal dağılmadığı, bir ürün birimindeki kusurları, yazılımdaki hataları, çevre kirletici sayıları, trafik kazası sayıları ve iş kazası sayıları gibi hata verilerini tespit etmek için kullanılmaktadır [55]. Literatürde, İSG’ye dair ölümcül yaralanmaların ve ölümlerin incelenmesinde ve analizinde Poisson regresyon modeli kullanılmıştır [56]. Türkiye’de inşaat sektöründe iş kazalarına dair Bilir ve Güranlı tarafından yapılan bir çalışmada, Poisson dağılımından yararlanılmış, inşaatlarda meydana gelen iş kazaları için Poisson dağılımını kullanmanın istatistiki hesapların ve olasılıkların tespit edilebilmesi için objektif bir yöntem sunduğu belirtilmiştir [24]. Doğrusal olmayan bir regresyon modeli olan Poisson regresyon modeli, Poisson dağılımından türetilmiş olup model, dağılım parametresi μ_i ‘nin ortak değişkenlere bağlı olmasına izin verilerek oluşturulur [57]. Bu çalışmada ele alınan iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayısı ve işin durdurulması yaptırım sayıları verileri, belirli süreçte elde edilen sayım verileri olduğundan dolayı bu çalışmada inşaat sektörü için, Poisson regresyon analizi uygulanması uygun görülmüştür. Poisson regresyon analizinde, bağımlı değişkenin dağılımının Poisson dağılımına uygun olması gerekmektedir. Poisson regresyon modeli aşağıdaki denklemde belirtilmiştir.

$$f(y_i|x_i) = \frac{e^{-\mu_i} \mu_i^{y_i}}{y_i!} \quad y_i = 0,1,2,3, \dots \quad (2.1)$$

Model logaritmik doğrusal versiyonunda ortalama parametre $\mu_i > 0$ sağlanacak şekilde parametrelendir:

$$\mu_i = \exp(x_i' \beta) \quad (2.2)$$

μ_i : Dağılımın parametresi

Belirtilen denklemler (2.1) (2.2) Poisson regresyon modelini belirtmektedir [57].

“Poisson ortalaması olan μ ’nün logaritmasının bağımsız değişkenlerin bir doğrusal fonksiyonu olduğu varsayılmaktadır.” [58]. İlgili fonksiyon aşağıdaki belirtilmiştir:

$$\log(\mu_i) = b_0 + b_1 x_1 + \dots + b_m x_m \quad (2.3)$$

Bu çalışmada, Poisson regresyon analizi için SPSS paket programının 27. Sürümünden yararlanılmıştır. Poisson regresyon modelinde, bağımsız değişkenin katsayılarının üstel değerlerine ($\exp B$) göre değerlendirmeler yapılmakta olup sonuçlar, bulgular ve tartışma bölümünde verilmiştir.

3. BULGULAR

İşin durdurulması yaptırımının uygulanmasında kanunda geçen hayati tehlike kavramı, iş kazalarından kaynaklanabilecek ölüm tehlikesi ile doğrudan ilişkili olup bu doğrultuda, işyerlerinde meydana gelen ölümlü iş kazaları sayıları, işin durdurulması yaptırımının değerlendirilmesinde önemlilik arz etmektedir. İşin durdurulması yaptırımı, bir işyerinde iş kazası gerçekleşmeden önce uygulanan proaktif bir tedbirdir. Bu sebeple Türkiye’de teftiş için seçilen işyerlerinde uygulanan durdurma sayıları ile iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları arasındaki ilişkinin irdelenmesi gerekmektedir. Bu çalışma kapsamında inşaat sektörünün maden ve metal sektörü ile karşılaştırılması için iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları dikkate alınmış, işin durdurulması yaptırımı ile olan ilişkileri Spearman korelasyon analizi vasıtasıyla açıklanmıştır. 2013-2018 yılları arasındaki teftiş verilerinden elde edilen idari tedbir raporu sayıları ve 2021, 2022 ve 2023 yıllarına dair genel değerlendirme raporlarından elde edilen durdurmaya ilişkin veriler analize dâhil edilmiştir. Korelasyon analizlerinde anlamlılık testleri için iki kuyruklu anlamlılık tercih edilmiştir. Pandemi öncesi dönemde inşaat, maden ve metal sektörleri için teftişin ve yaptırımın uygulandığı yıllardan sonraki süreçlerde ölümlü iş kazaları ile ilişkilerini tespit edebilmek için de Spearman korelasyon analizleri uygulanmıştır.

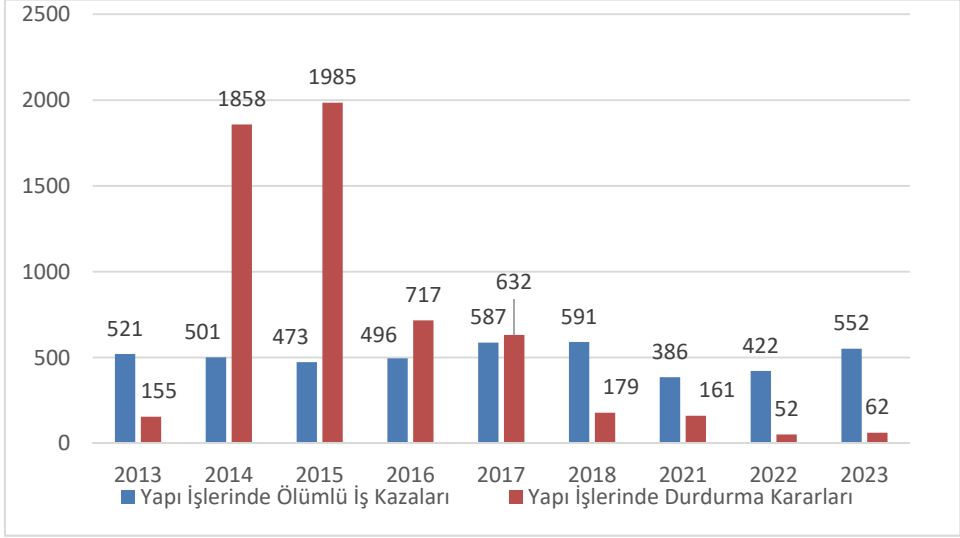
Can kayıplarının en çok görüldüğü inşaat sektörü için ayrıca Poisson regresyon modeli oluşturulmuştur. Poisson regresyonu ilkin pandemi ve ekonomik kriz gibi konjonktürel dalgalanmalardan etkilenilmemesi adına, 2013-2018 yılları arasındaki verilerle oluşturulmuştur. Oluşturulan modelde, inşaat sektöründe meydana gelen ölüm sayıları bağımlı değişken; inşaat sektöründe uygulanan işin durdurulması yaptırımı sayıları, yapı ruhsatı sayıları ve GSYİH içindeki sektörün payı (milyar \$) bağımsız değişken olarak modele dâhil edilmiştir. Modelde, sadece işin durdurulması yaptırımının değil aynı zamanda ekonomik gelişim ile inşaat faaliyetlerindeki artışların da ölümlü iş kazaları üzerindeki etkisi ve bu etkinin yönü de oluşturulan modelden çıkarılarak değerlendirmeye tabi tutulmuştur. Çalışmada ayrıca aynı değişkenlerle kurulan modelde, pandemi sonrası veriler (2021, 2022, 2023) eklenerek 2013-2023 arasındaki dönemin tümü analiz edilmiştir. Çalışmada işin durdurulması yaptırımına dair bulguların değerlendirilmesine aşağıda maddeler halinde yer verilmiştir.

3.1. İnşaat Sektöründe İş Kazaları Sonucu Meydana Gelen Ölüm Sayıları ile Sektörde Uygulanan İşin Durdurulması Yaptırımları Arasındaki İlişki

3.1.1. Korelasyon Analizi

İnşaat sektörü proje tabanlı bir sektör olup sektörün doğası gereği İSG düzenlemelerinin uygulanmasında farklı zorlukları içerisinde barındırmaktadır. İnşaat sektöründe her yeni projenin farklı özellikte olması, proje türüne göre çalışma metodunun, çalışan işçilerin, kullanılan malzemelerin ve çalışma tekniklerinin farklılık göstermesi, geçici mahiyette olan işyerinin dinamik bir yapıda olması sebebiyle sürekli değişiklik göstermesi, alt işveren kullanımından kaynaklanan riskler, işçilerin kısa sürelerle çalışması, planlamada ve uygulamada yaşanan zaman baskısı sektörün yapısı sebebiyle İSG açısından karşılaştığı zorluklar olarak sayılabilir [59]. İnşaat sektörü yüksekte düşme, malzeme düşmesi riskleri, elektrikten kaynaklanan riskler, iş ekipmanlarının kullanımından kaynaklanan riskler, yangın, parlama ve patlama gibi temel riskleri barındırmaktadır [60]. Maden ve metal

sektörlerine kıyasla inşaat sektöründe iş kazaları sonucunda meydana gelen ölümlerin başlıca sebebinin yüksekten düşme riski oluşturmaktadır. İnşaat sektörü için yapılan analizde 2013-2023 arasındaki dönemde yapı işlerinde iş kazaları sonucunda meydana gelen ölüm sayıları ile inşaat işyerlerinde işin durdurulması verileri dikkate alınmıştır. İnşaat sektöründe iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile inşaat sektöründe uygulanan işin durdurulması yaptırımlarının sayıları Şekil 1’de gösterilmiştir.



Şekil 1 - İnşaat sektöründe iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile inşaat sektöründe uygulanan işin durdurulması yaptırım sayıları.

Türkiye’de 06.09.2014 tarihinde İstanbul ili Şişli ilçesinde bir inşaatla meydana gelen iş kazası sonucu 10 çalışanın hayatını kaybetmesi [61] başta olmak üzere, inşaat sektöründe ölüm sayılarındaki yüksek oran sebebiyle, 2014 ve 2015 yıllarında inşaat sektöründe teftiş sayılarının artmasına neden olmuş, bu durum da 2014 ve 2015 yıllarında sektörde işin durdurulması yaptırımının yüksek seviyede görülmesiyle sonuçlanmıştır (Şekil 1). 2016 yılından sonraki süreçte ise, işin durdurulması yaptırımlarının uygulanmasında düşüş eğilimi gözlenmiştir. İnşaat sektöründe iş kazaları sonucunda meydana gelen ölüm sayıları ile sektörde uygulanan işin durdurulması yaptırımları ilişkisini tespit edebilmek amacıyla yapılan analizde Spearman Korelasyon Analizi kullanılmıştır. Tablo 5’te bulgulara yer verilmiştir.

İnşaat sektöründe iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile inşaat işyerlerinde işin durdurulması yaptırımları arasındaki ilişkiyi tespit edebilmek adına yapılan analiz (Spearman) sonucunda, inşaat işyerlerinde işin durdurulması yaptırımları ile inşaat sektöründe iş kazası sebebiyle meydana gelen ölüm sayıları arasında zayıf düzeyde pozitif (Spearman $r_s = 0,017$) ilişki tespit edilmiş olup korelasyon $p < 0,05$ düzeyinde anlamsız bir ilişki ($p > 0,05$) bulunmuştur. Zayıf düzeyli ilişkinin yönünün pozitif yönde olması da işin durdurulması yaptırımı ile ölümlü iş kazaları arasında önleyici yaklaşımda istenilmeyen bir sonuçtur. Sektörde işin durdurulmasının artış gösterdiği durumlarda, ölümlü iş kazalarının azalış göstermesi beklenmektedir.

Tablo 5 - İnşaat sektöründe işin durdurulması yaptırımı ile inşaat işlerinde iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları arasındaki ilişki

		Yapı İşyerlerinde Ölümlü İş Kazaları	İnşaat İşyerlerinde İşin Durdurulması Kararları
Yapı İşyerlerinde Ölümlü İş Kazaları	Spearman r_s	1.000	0.017
	p	.	0.966
İnşaat İşyerlerinde İşin Durdurulması Kararları	Spearman r_s	0,017	1.000
	p	0,966	.

İnşaat sektörünün %95 güven aralığında anlamlı sonuç vermemesi dikkate değerdir. 2013 ile 2023 yılları arasında tüm sektörlerde uygulanan işin durdurulması yaptırımlarının ortalama olarak %85,52'si inşaat sektöründe uygulansa da, işyeri sayısının fazla oluşu, inşaat işyerlerinin proje bazlı olması ve işyerlerinin geçici mahiyette olması, sektörde İSG kültürünün henüz oluşmaması, sektörün pandemi dönemi ve sonrasındaki ekonomik kriz sürecinden yaptırım uygulamaktan daha fazla etkilenmesi gibi tahmin edilen dış nedenlerden dolayı 2013-2023 yılları arasında inşaat sektöründe uygulanan işin durdurulması yaptırımlarının sektördeki ölümlü iş kazalarına istenilen yönde ve seviyede etki edemediğini ortaya koymaktadır. Şekil 1'de gösterildiği gibi, 2014-2015 yıllarında işin durdurulması kararlarındaki artış da istatistiksel ilişki sonucuna etki etmiştir.

3.1.1.1. Yapı İşlerinde Pandemiden Önceki İşin Durdurulması Yaptırımlarının Pandemiden Sonraki Dönemlerde Sektörde Meydana Gelen Ölümlü İş Kazaları ile İlişkisinin Araştırılması

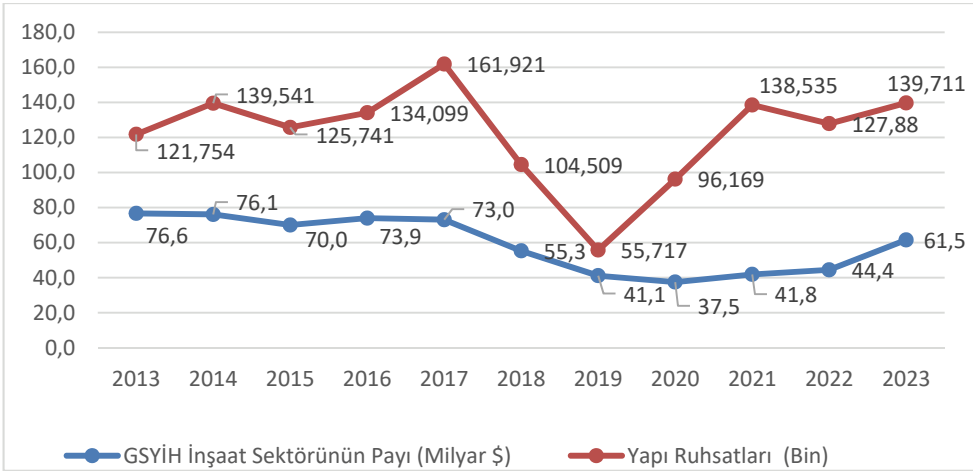
Yapı işlerinde pandemi öncesi dönemde (2013-2018) işin durdurulması yaptırımının gelecek dönemlerde sektörde meydana gelen ölümlü iş kazaları ile ilişkisinin araştırılması için, 2013-2018 yılları arasında yapı işlerinde uygulanan durdurma sayılarının sonraki dönemlerde (2014-2019, 2015-2020, 2016-2021 ve 2017-2022) meydana gelen ölümlü iş kazalarına etkisi de araştırılmıştır. Yapılan korelasyon analizleri sonucunda, inşaat sektörü için yaptırımların sonraki dönemdeki etkisine dair anlamlı bir ilişki tespit edilmemiştir. İnşaat sektörü için tetkiklerin istatistiksel olarak anlamlı sonuçlar içermemesi sebebiyle, makalede detaylı verilere yer verilmemiştir.

3.1.2. İnşaat Sektöründe Poisson Regresyon Analizi Kullanarak İş Kazaları Sonucu Meydana Gelen Ölüm Sayılarının Modellenmesi

Türkiye’de inşaat sektöründe, ölümlü iş kazaları üzerinde sektörün ekonomik gelişiminin etkisini de görebilmek için sektörün GSYİH içindeki parasal oranı ve yapı ruhsatı sayıları da çalışmadaki hesaplara dâhil edilmiştir. Konuya ilişkin daha önce yapılan çalışmalarda iş kazaları ile ekonomik gelişim ilişkili bulunmuştur. Vedd ve Yassinski [62] ulusal gelir ile iş kazaları arasında anlamlı bir ilişki bulmuştur. Barth vd. [63] ekonomik gelişimin ölümlü ve ölümlü olmayan iş kazalarını azalttığını belirtmiştir. Fernandez-Muniz vd. [64] iş kazaları ile ekonomik döngü arasında güçlü bir ilişki bulunduğunu belirtmiştir. Song vd. [65] ekonomik

döngünün iş güvenliğinin bir göstergesi olduğunu belirtmiştir. Wang vd. [66] GDP’deki artışın İSG şartlarını da iyileştirdiğini ifade etmiştir. Türkiye’de ekonomik gelişimle ölümlü iş kazaları arasındaki ilişkiyi tespit etmek amacıyla Çolak ve Palaz [67] tarafından yapılan çalışmada ise, ekonomik gelişim ile ölümlü iş kazaları arasında uzun dönemli bir ilişki olduğu belirtilmiştir.

Çalışmanın bu bölümünde inşaat sektörü üzerine odaklanılmış, sektörde iş kazalarına etki edebilecek değişkenler, yapılan modellemede dikkate alınmıştır. Poisson regresyon modelinin uygulanmasında ilkin pandemi öncesi döneme ait 2013-2018 yılları arasındaki modelleme gerçekleştirilmiş, ardından pandemiden sonraki yılların verileri de dikkate alınarak, 2013-2023 yılları arasındaki değişkenlerin yer aldığı modellemeye geçilmiştir. Poisson regresyon modelinde, iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları bağımlı değişken olarak belirlenmiş olup, aynı süreçte sektörde uygulanan işin durdurulması yaptırımları, yapı ruhsatı sayıları ve GSYİH içerisindeki inşaat sektörünün payı (milyar \$) bağımsız değişkenler olarak belirlenmiştir. Çalışmanın ele aldığı yıllar içerisinde işin durdurulması yaptırımları ile iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları arasındaki değişim Şekil 1’de gösterilmiştir. GSYİH içerisindeki inşaat sektörünün payı (milyar \$) ve ruhsat sayılarındaki değişim ise aşağıda Şekil 2’de yer almaktadır.



Şekil 2 - 2013-2023 Yılları Arasında GSYİH İçindeki İnşaat sektörünün payı (milyar \$) ile Yapı Ruhsatı Sayıları (Bin) Arasındaki Değişim

3.1.2.1. Pandemi Öncesindeki Dönem (2013-2018) İçin Oluşturulan Poisson Regresyon Modeli

2013-2018 yılları arasında sektörün GSYİH içerisindeki milyar \$ miktarı, GSYİH verilerine paralel olarak düşüş eğilimi göstermiştir. Yapı ruhsat sayıları ise ilgili süre zarfında dalgalı bir seyir izlemiş olup 2017 yılında en üst seviyede çıkan yapı ruhsatı sayıları 2018 yılında keskin bir düşüş göstermiştir (Şekil 2). Yapılan modelde öncelikle inşaat sektöründe meydana gelen ölüm sayılarının Tek Örneklemli Kolmogorov-Smirnov testindeki anlamlılık değeri $p > 0,05$ olduğundan, can kaybı sayılarının Poisson dağılımına uygun olduğu görülmüş,

akabinde Poisson regresyon modeli oluşturulmuştur. SPSS paket programının 27. versiyonu yapılan hesaplarda kullanılmaktadır. Genelleştirilmiş doğrusal model için uyum iyiliği tablosunda değerlerin, serbestlik derecesine oranı (value/df) değeri 1,356 olarak bulunmuştur. Bu değer 1'den büyük olması örneklem sayısının yüksek olduğu çalışmalarda aşırı yayılım olarak yorumlanmakla birlikte, çalışmamızda 2013 ile 2018 yılları arasındaki örneklem sayısının düşük olması ($n=6$) ve 1,356 değerinin ciddi bir ihlal sağlamaması sebebiyle bu durum kurulan model için bir sorun teşkil etmemektedir.

Kurulan modelin anlamlılığını test eden omnibüs testi tablosundan anlamlılık değeri $p<0,001$ bulunmuştur. Bulunan anlamlılık değeri $p<0,05$ olduğundan kurulan model anlamlıdır. Bu durum, kurulan modelde en az bir bağımsız değişkenin (GSYİH, ruhsat sayıları, durdurma sayıları), bağımlı değişken (iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları) üzerinde anlamlı bir etkisi olduğunu göstermektedir. Modelde bulunan bağımsız değişkenlerin bağımlı değişken üzerindeki etkisi Tablo 6'da gösterilmiştir.

Tablo 6 - Bağımsız Değişkenlerin Bağımlı Değişken Üzerine Etkisi

	Wald Ki-Kare	df	p
Kesişim	1429,149	1	0,000
Yapı işlerinde Durdurma Kararları	7,500	1	0,006
Yapı Ruhsatları	6,847	1	0,009
GSYİH İnşaat Sektörünün Payı (Milyar \$)	8,363	1	0,004

Modelimizde bağımlı değişken olan yapı işlerinde iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları üzerinde, sektörde uygulanan durdurma kararları ($p=0,006<0,05$), yapı ruhsatı sayıları ($p=0,009<0,05$), GSYİH inşaat sektörünün payı (Milyar \$) ($p=0,004<0,05$) olduğundan tüm bağımsız değişkenlerin bağımlı değişken üzerinde anlamlı bir etkisi olduğu tespit edilmiştir.

Tablo 7 - Poisson Regresyon Modeline Göre Parametre Tahminleri

	B	Standart Hata	Wald Ki-Kare	df	p	Katsayıların Üstel Değeri Exp(B)
Kesişim	6,544	0,1731	1429,149	1	0,000	694,890
Yapı İşlerinde Durdurma Kararları	$-7,139 * e^{-5}$	$2,6069 * e^{-5}$	7,500	1	0,006	0,9999286091
Yapı Ruhsatları	$3,324 * e^{-6}$	$1,2703 * e^{-6}$	6,847	1	,009	1,000003324
GSYİH İnşaat Sektörünün Payı (Milyar \$)	-0,009	0,0032	8,363	1	,004	0,9908901634

Yapılan analiz sonucunda çıkan Poisson regresyon modeli aşağıda verilmiştir:

$$\text{Log}(\mu_i) = 6,544 - 7,139 * e^{-5 * X_1} + 3,324 * e^{-6 * X_2} - 0,009 * X_3$$

μ_i : i. Tarihte Yapı İşlerinde İş Kazası Sonucu Meydana Gelmesi Beklenen Ölüm Sayısı

X_1 : Yapı İşlerinde Uygulanan Durdurma Yaptırımı Sayıları

X_2 : Yapı Ruhsatları

X_3 : GSYİH İçerisinde İnşaat Sektörünün Payı (Milyar \$)

Poisson regresyon modeli, logaritmik bağıntılar içeren bir model olması sebebiyle, programdan çıkan katsayılar doğrudan değerlendirilmeye alınmamakta olup bu katsayıların programa göre hesaplanan üstel fonksiyonuna göre değerlendirmeler yapılmaktadır. Tablo 7’de bağımsız değişkenlerin üstel fonksiyonları belirtilmiş olup; işin durdurulması yaptırımı için $\text{Exp}(\beta_1) = 0,9999286091$, yapı ruhsatı sayıları için $\text{Exp}(\beta_2) = 1,000003324$; GSYİH içerisinde inşaat sektörünün payı(milyar \$) için ise $\text{Exp}(\beta_3) = 0,9908901634$ bulunmuştur.

Yapılan modelleme sonucunda, 2013-2018 yılları arasındaki süreçte, yapı işlerinde durdurma sayıları, yapı ruhsatı sayıları ve GSYİH içerisinde inşaat sektörünün payı olarak belirlenen bağımsız değişkenlerden, yapı işlerinde iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayılarını en yüksek oranda etki eden değişkenin GSYİH içerisinde inşaat sektörünün payı ($\text{Exp}(\beta_3) = 0,9908901634$) olduğu tespit edilmiştir. Kurulan Poisson regresyon modeline göre, %95 güven aralığında, inşaat sektörünün GSYİH içindeki miktarında (milyar dolar) bir birimlik artışın, yapı işlerinde iş kazası sonucunda meydana gelen ölümleri %0.91 oranında azaltması beklenmektedir. Çıkan bu sonuç, $p=0,004 < 0.05$ olduğundan istatistiksel olarak anlamlıdır.

Modelde yer alan diğer değişkenlerin katsayılarının üstel fonksiyonlarının 1’e oldukça yakın olması, 2013-2018 yılları arasında işin durdurulması yaptırım sayılarının ve yapı ruhsatı sayılarının ölümlü iş kazalarına olan etkisinin oldukça kısıtlı olduğunu açıklamaktadır. Yine de, bu değişkenlerin iş kazası sonrasında meydana gelen ölüm sayılarını hangi yönden etkilediği, 2013-2018 periyodundaki İSG uygulamalarının gidişatı hakkında yorum yapma imkânını sağlamaktadır. Modellemeye göre, işin durdurulmasının etkisi kısıtlı bulunsun da (% 0,0071) 2013-2018 arasındaki süreçte, ölümlü sonuçlanan iş kazaları yönünde bir birimlik durdurmanın, ölüm sayılarına azaltıcı bir yönde etki ettiği tespit edilmiştir. Proaktif teftiş modelinin temel alındığı bir ülkede, teftişler vasıtasıyla İSG konuları kapsamında alınan tedbirlerin ölümlü iş kazalarına azaltıcı yönde etki etmesi beklenmektedir. Kurulan modele göre, sektörde uygulanan durdurma sayılarının artırılması, iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayılarını azaltıcı yönde etki edebileceği söylenebilir. Bir başka bağımsız değişken olan yapı ruhsatı sayısında da, işin durdurulması yaptırım sayılarına benzer olarak, iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları üzerinde oldukça kısıtlı bir etki (% 0,00033) görülmüştür. Bu oran, işin durdurulması yaptırımları oranından da düşüktür. Yine de, Türkiye’de inşaat sektörünün dinamik yapısına dair yorum yapma imkânı veren, 2013-2018 yılları arasında yapı ruhsatı sayılarındaki bir birimlik artışın kaza sonucu meydana gelen ölüm sayılarını artırma yönünde etki ettiği tespit edilmiştir.

3.1.2.2 Pandemi Sonrasındaki Dönemin Verileri Dahil Edildiğinde (2013-2023) Poisson Regresyon Modelindeki Değişim

Çalışmanın bu bölümünde, pandemi sonrasındaki 2021, 2022 ve 2023 yıllarının yayımlanan verilerinden elde edilen işin durdurulması sayıları da hesaplara dâhil edilmiş, aynı şekilde

2021, 2022 ve 2023 yılına ait gayrisafı yurt içi hâsıla içindeki inşaat sektörünün payı ve yapı ruhsatı sayıları da modeldeki veri setine eklenmiştir. 2019 ve 2020 yılları için işin durdurulması verilerine erişilemediğinden bu yıllara dair verilere modelde yer verilmemiştir. Güncellenen verilerle kurulan Poisson regresyon modelinde aşırı yayılım görülmesi üzerine, aynı değişkenler için negatif binom regresyonu da uygulanmıştır. Uygulanan negatif binom regresyonunun sonucunda da istatistiksel olarak anlamlı bir sonuca varılamamıştır. Bu sebeple makalede ilgili tablolara yer verilmemiştir.

Pandemi sonrasındaki yılların eklendiğinde modelin istatistiksel olarak anlamsız çıkmasının üzerinde dikkatle durmak gerekmektedir. Öncelikle pandemi ve ekonomik krizin 2013-2018 yılları arasındaki süreçteki etkisi oldukça az da olsa süregelen olumlu gidişatı sona erdirdiği söylenebilir. İnşaat sektörü gerek pandeminin getirdiği zorlu şartlardan, gerekse pandemiden sonra da etkisi devam eden ekonomik krizden doğrudan etkilendiğini göstermektedir. Keza, 2020 yılında en alt seviyeyi gören dolar bazındaki Türkiye'nin toplam GSYİH, Tablo 3'te yer verilen Dünya Bankası verilerine göre, 2021'den itibaren hızla yükselişe geçmiş, 2021'de Türkiye'nin GSYİH 819,87 milyar dolara, 2022'de 907,12 milyar dolara, 2023'te ise 1.12 trilyon dolara ulaşmıştır [47]. Bu hızlı yükseliş, inşaat sektöründe görülememiş olup sektörün GSYİH içindeki payı 2013-2018 yılları arasındaki döneme kıyasla %2,83 oranında azalmıştır. Bu durumun imalat sektörü gibi bazı sektörlerde yaşanmaması, inşaat sektörünün pandemi dönemi ve sonraki dönemde girdiği krizden henüz tam anlamıyla çıkamadığını göstermektedir. İstatistiksel olarak anlamlı verileri elde edememenin arka planında, sektördeki ölüm sayılarının maalesef düşmemesi ve ekonomik krizden sektörün daralarak etkileneceği de olabilir.

3.2. Maden Sektöründe İş Kazaları Sonucu Meydana Gelen Ölüm Sayıları ile Sektörde Uygulanan İşin Durdurulması Yaptırımları Arasındaki İlişki

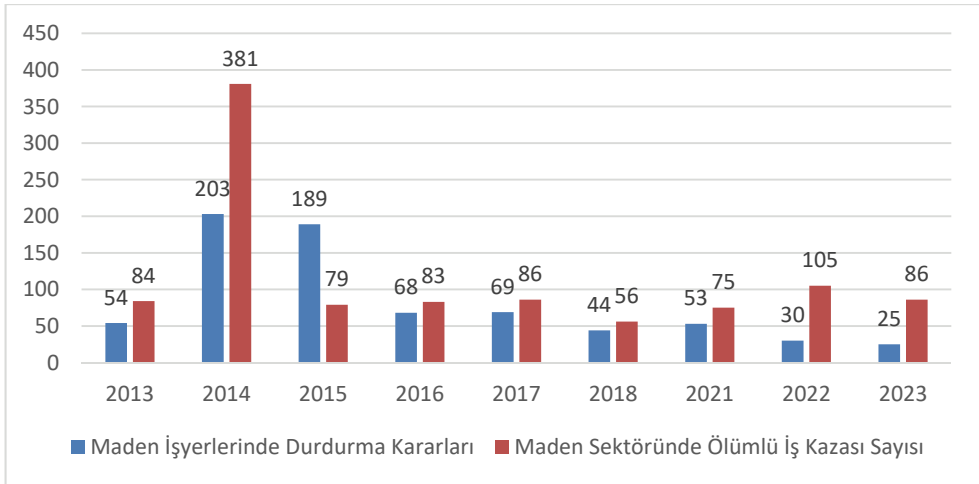
Türkiye'de tarihsel süreçte İSG yasal düzenlemelerinin ilk kez uygulandığı sektör olan maden sektörü, yangın, parlama, patlama, zehirlenme riskleri başta olmak üzere, iş ekipmanlarından kaynaklanan riskler, elektrikten kaynaklanan riskler, malzeme düşmesi, göçük gibi riskleri içerisinde barındırmaktadır. Maden sektörü, inşaat sektörü ile birlikte ölümlü iş kazalarının sıklıkla meydana geldiği sektördür. Türkiye'de yer altı maden işlerinde grizülü ocakların fazlalığı, modern üretim teknikleri yerine ilkel çalışma metotlarının tercih edilmesi, işverenlerce arama ve kurtarma istasyonlarının oluşturulmaması, havalandırma ile ilgili gereklilikler ve patlama riskine karşı alınacak önlemlere gerekli özenin gösterilememesi, aynı saha içerisinde farklı işyerlerinin bulunması sebebiyle firmaların birbirleriyle İSG koşullarına etki etmesi sektörde İSG'ye dair tespit edilen sorunlardır [68]. Maden sektöründe 2013-2023 yılları arasındaki süreçte, iş kazaları sonucunda meydana gelen ölüm sayıları ile maden işyerlerinde işin durdurulması verileri yapılan analizde dikkate alınmıştır. 2019 ve 2020 verilerinin elde edilememesi nedeniyle ilgili yıllar analizden çıkarılmıştır. İstatistiksel analizde Spearman Korelasyon Analizi kullanılmıştır. Tablo 8'de bulgulara yer verilmiştir.

Maden sektöründe iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile maden işyerlerinde işin durdurulması yaptırımları arasındaki ilişkiyi tespit edebilmek adına yapılan analiz (Spearman) sonucunda, maden işyerlerinde işin durdurulması yaptırımları ile maden sektöründe iş kazası sebebiyle meydana gelen ölüm sayıları arasında zayıf düzeyde pozitif

(Spearman $r_s = 0.134$) ilişki tespit edilmiş olup ilişki istatistiksel olarak anlamsız ($p > 0,05$) bulunmuştur. İnşaat sektöründe benzer şekilde, maden sektöründe de ilişkinin yönünün pozitif değil negatif yönde olması beklenmektedir. Maden sektöründe anlamsız bir ilişki bulunmasının sebeplerinden biri, 2013-2018 yılları arasındaki süre zarfında, 13.05.2014 tarihinde Manisa ili Soma ilçesinde meydana gelen 301 çalışanın iş kazası sonucu öldüğü iş kazasının etkili olduğu düşünülmektedir [69]. Kazanın ölüm sayılarına etkisi ile 2014 yılında sektörde uygulanan durdurma sayıları Şekil 3’te gösterilmektedir.

Tablo 8 - Maden sektöründe işin durdurulması yaptırımı ile maden işlerinde iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları arasındaki ilişki

		Maden İşyerlerinde Ölümlü İş Kazaları	Maden İşyerlerinde İşin Durdurulması Kararları
Maden İşyerlerinde Ölümlü İş Kazaları	Spearman r_s	1.000	0.134
	p	.	0.731
Maden İşyerlerinde İşin Durdurulması Kararları	Spearman r_s	0.134	1.000
	p	0.731	.



Şekil 3 - Maden sektöründe iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile maden sektöründe uygulanan işin durdurulması yaptırım sayıları.

Kazanın sonrasındaki süreçte, maden sektörü için bir dizi yeni yasal düzenleme uygulamaya konulmuştur. Bu sebeple kazanın gerçekleştiği 2014 yılı ile 2015 yıllarında sektörde yer alan işyerlerinde işin durdurulması faaliyetlerinde artış gözlemlenmiştir. Maden işyerlerinin önemli bir kısmı teftiş edilerek sektörde işin durdurulması yaptırımlarının artırılması, 2016 yılında ve sonraki süreçte, 2014 ve 2015’te durdurulan işyerlerinin İSG tedbirlerini almasıyla işin durdurulması yaptırımlarının sayıları 2015 yılına kıyasla önemli ölçüde azalış göstermiştir.

3.2.1. Maden Sektöründe Pandemiden Önceki İşin Durdurulması Yaptırımlarının Pandemiden Sonraki Dönemlerde Sektörde Meydana Gelen Ölümlü İş Kazaları ile İlişkisinin Araştırılması

Maden sektöründe pandemi öncesi dönemdeki (2013-2018) işin durdurulması yaptırımının pandemi sonrası dönemlerde sektörde meydana gelen ölümlü iş kazaları ile ilişkisinin araştırılması için, 2013-2018 yılları arasında madenlerde uygulanan durdurma sayılarının sonraki dönemlerde (2014-2019, 2015-2020, 2016-2021 ve 2017-2022) meydana gelen ölümlü iş kazalarına etkisi de araştırılmıştır. Yapılan korelasyon analizleri sonucunda, üç sektör arasında yaptırımların sonraki döneme etki etmesine dair en anlamlı ilişki maden sektöründe tespit edilmiştir. Yapılan analiz neticesinde Tablo 9'de gösterilen sonuçlara ulaşılmış olup maden sektöründe işin durdurulması yaptırımları (2013-2018) ile maden sektöründe iş kazası sebebiyle meydana gelen ölüm sayıları (2017-2022) arasında güçlü düzeyde negatif (Spearman $r_s = -0.886$) ve anlamlı ($p=0.019<0,05$) bir ilişki bulunmuştur. Maden sektöründe işin durdurulması yaptırımları arttığında, maden sektöründe meydana gelen ölümlü iş kazası sayıları güçlü bir ilişki ile ve %95 güven aralığında anlamlı bir şekilde azalmaktadır. İki değişkenin birbirleri üzerinden açıkladıkları varyans ise %78,49 olarak hesaplanmıştır. Maden işyerlerinde %95 güven aralığında 2013-2018 yıllarında sektörde uygulanan işin durdurulması yaptırımlarının %78,49'u, 2017-2022 yılları arasında maden sektöründe iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayılarına etki etmiş olabilir.

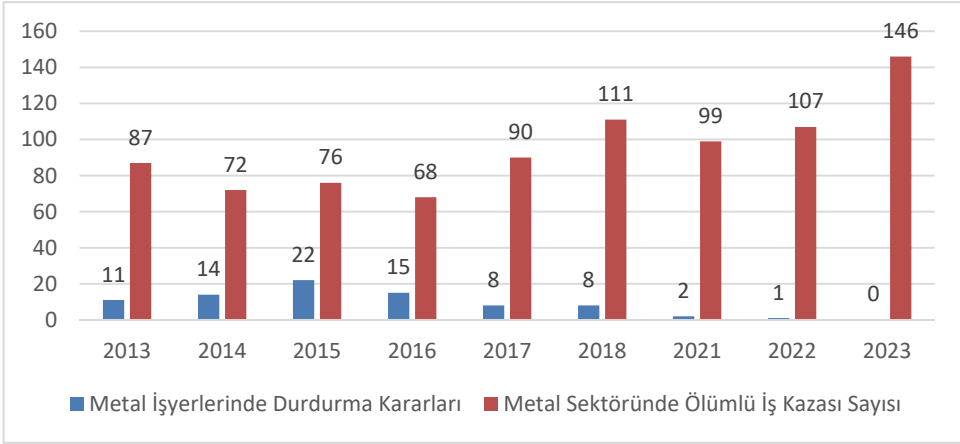
Maden sektöründe tespit edilen korelasyon ilişkisinden iki farklı çıkarıma ulaşılabilir. İlk olarak yaptırımların sonraki yıllarda iş kazalarına etki etme ihtimali, sektörel olarak farklılıklar gösterebilmektedir. Çalışmamızda maden sektöründe işin durdurulması yaptırımının ölümlü iş kazalarına yaptırımdan sonraki yıllarda etki edebildiği görülürken, aynı etki inşaat sektöründe ve metal sektöründe görülmemiştir. Maden sektörü özelinde, Soma ve Ermenek kazaları sonrası sektörde uygulanan işin durdurulması yaptırımlarının etkisi, sektörde 4 yıl sonra görülmeye başlamıştır. Bu hususta, kuşkusuz kazadan sonra yapılan teftişlerin sayısının, diğer idari yaptırımların ve mevzuatta yapılan düzenlemelerin bu hususa etki edebileceği gözden kaçırılmamalıdır.

Tablo 9 - Maden sektöründe 2013-2018 döneminde uygulanan işin durdurulması yaptırımının kazadan sonraki yıllarda maden işlerinde iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları arasındaki ilişki

		Maden İşyerlerinde Ölümlü İş Kazaları (2017-2022)	Maden İşyerlerinde İşin Durdurulması Kararları
Maden İşyerlerinde Ölümlü İş Kazaları (2017-2022)	Spearman r_s	1.000	-0.886
	p	.	0.019
Maden İşyerlerinde İşin Durdurulması Kararları	Spearman r_s	-0.886	1.000
	p	0.019	.

3.3. Metal Sektöründe İş Kazaları Sonucu Meydana Gelen Ölüm Sayıları ile Sektörde Uygulanan İşin Durdurulması Yaptırımları Arasındaki İlişki

İmalat faaliyeti yürüten sektörler arasında iş kazalarının sıklıkla görüldüğü bir sektör olan metal sektörü, başta iş ekipmanlarının kullanımından kaynaklanan riskler ile elektrikten kaynaklanan risklerin, yangın, parlama ve patlama risklerinin görüldüğü bir sektördür. Sektörde ölümlü iş kazalarının dışında uzuv kayıplı iş kazaları da sıklıkla meydana gelmektedir. 2013-2023 yılları arasındaki dönemde, aynı yıl içerisinde, sektörel bazda iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile, sektörde uygulanan işin durdurulması yaptırımları arasında, en belirgin ilişki metal sektöründe tespit edilmiştir. Metal sektöründe uygulanan işin durdurulması yaptırımları ile metal sektöründe iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları Şekil 4’te, iki değişken arasındaki ilişki ise Tablo 10’da belirtilmiştir.



Şekil 4 - Metal sektöründe iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile metal sektöründe uygulanan işin durdurulması yaptırım sayıları.

Metal sektörü, inşaat ve maden sektörlerine kıyasla, sektörün çalışma yöntemi gereği teftişlerde hayati tehlike ilk etapta daha az tespit edilmiştir. Sektörde durdurma sayıları arttıkça, iş kazaları sonucu meydana gelen ölüm sayıları azalış göstermektedir.

Tablo 10 - Metal sektöründe uygulanan işin durdurulması yaptırımları ile metal sektöründe iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları arasındaki ilişki

		Metal Sektöründe Ölümlü İş Kazası Sayısı	Metal İşyerlerinde Durdurma Kararları
Metal Sektöründe Ölümlü İş Kazası Sayısı	Spearman r_s	1.000	-0.879
	p	.	0.002
Metal İşyerlerinde Durdurma Kararları	Spearman r_s	-0.879	1.000
	p	0.002	.

Metal sektöründe iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayıları ile metal işyerlerinde işin durdurulması yaptırımları arasındaki ilişkiyi tespit edebilmek adına yapılan analiz (Spearman) sonucunda, 2013-2023 yılları arasındaki süreçte metal işyerlerinde işin durdurulması yaptırımları ile metal sektöründe iş kazası sebebiyle meydana gelen ölüm sayıları arasında güçlü düzeyde negatif (Spearman $r_s = -0.879$) ve anlamlı bir ilişki ($p < 0,05$) bulunmuştur. Metal işyerlerinde işin durdurulması yaptırımları arttığında metal sektöründe meydana gelen ölümlü iş kazası sayıları güçlü bir ilişki ile ve anlamlı bir şekilde azalmaktadır. İki değişkenin birbirleri üzerinden açıkladıkları varyans ise %77,26 olarak hesaplanmıştır. Metal işyerlerinde işin durdurulması yaptırımlarının %77,26'sı, metal sektöründe iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayılarından kaynaklanıyor olabilir.

Metal sektöründe ilişkinin anlamlı bulunmasının sebeplerinden birisi de metal işyerlerinin sabit bir işyeri olması ve işyerlerinde alınan İSG tedbirlerinin kalıcı olması olabilir. Ek olarak metal işlerinin genel olarak ölüme sebebiyet veren tehlikelerden ziyade uzuv kopması ve yaralanmalara ilişkin tehlikeleri daha çok içermesi de durdurma sayılarının az olmasının sebepleri arasında sayılabilir. İlişkinin yönünün negatif oluşu işin durdurulması yaptırımının arttığında ölümlü iş kazaları sayılarının azalış gösterebileceğini belirtmesi, yapılan teftişlerin de ölümlü iş kazalarına etki edebilmesi açısından olumlu bir seyirde olduğunu göstermektedir. Teftişlerde ilerleyen dönemde durdurma sayılarının artması, sektörde meydana gelen ölüm sayılarına azaltıcı yönde etki edebilir.

3.3.1. Metal Sektöründe Pandemiden Önceki İşin Durdurulması Yaptırımlarının Pandemiden Sonraki Dönemlerde Sektörde Meydana Gelen Ölümlü İş Kazaları ile İlişkisinin Araştırılması

Metal sektöründe pandemi öncesindeki işin durdurulması yaptırımının pandemi sonrası dönemlerde sektörde meydana gelen ölümlü iş kazaları ile ilişkisinin araştırılması için, 2013-2018 yılları arasında metal işyerlerinde uygulanan durdurma sayılarının sonraki dönemlerde (2014-2019, 2015-2020, 2016-2021 ve 2017-2022) meydana gelen ölümlü iş kazalarına etkisi de araştırılmıştır. Yapılan korelasyon analizleri sonucunda, metal sektörü için yaptırımların sonraki dönemdeki etkisine dair negatif yönlü, anlamlı bir ilişki tespit edilmemiştir. Metal sektörü için sonraki dönemdeki tetkiklerin istatistiksel olarak anlamlı sonuçlar içermemesi sebebiyle, makalede detaylı verilere yer verilmemiştir.

4. TARTIŞMA

Türkiye’de 2013-2023 yılları arasında, iş kazası sonrasında meydana gelen ölümlerin %32,65’i inşaat sektöründe gerçekleşmiş, aynı yıllarda uygulanan işin durdurulması yaptırımlarının %85,52’si inşaat sektöründe uygulanmıştır. Türkiye’de işin durdurulmasına dair temel amaç cezalandırma olmayıp, hayati bir tehlikenin işyerindeki varlığının iş kazası gerçekleşmeden tespit edilmesi ve işverence önlemlerin ivedilikle alınmasıdır. İşin durdurulmasının işyerlerinde uygulanmasının yaptırım sebebiyle caydırıcılığın oluşmasında önemli katkıları vardır. Türkiye’de idari para cezaları üzerine yapılan bir çalışmada, ölümlü iş kazalarının sebeplerinden birinin, yasal düzenlemelerin tam olarak uygulanamaması ve düzenlemelerin caydırıcı yaptırımlarla desteklenememiş olması ileri sürülmüştür [70]. Yapmış olduğumuz analizler neticesinde pandemi öncesi dönem için oluşturulan Poisson

regresyon modelinde inşaat sektöründe işin durdurulması yaptırımının ölümlü iş kazaları üzerinde kısıtlı bir etkisinin bulunması, bu hususu desteklemekte, dolayısıyla işin durdurulması yaptırımının sayısının ve etkinliğinin artırılmasının caydırıcılığı olumlu yönde etkileyeceği değerlendirilmektedir. Pandemi sonrasındaki yıllara ait verilerin dâhil edilmesiyle inşaat sektöründe 2013-2023 yılları arasındaki istatistiki ilişki analizlerinde ve poisson regresyon modeli istatistiksel olarak anlamlı sonuçlar elde edilememesi, sektörün pandemiden sonraki süreçte işin durdurulması gibi idari yaptırımlardan ziyade, ekonomik koşulların kötüleşmesinden daha fazla etkilendiğini düşündürmektedir. Saha gözlemlerimize göre, İSG kültürünün düşük seviyede olduğu inşaat sektöründe, pandemi ve ekonomik sıkıntılarla yüzleşen firmalar, genellikle ilk tedbirlerden biri olarak İSG’ye ayrılan bütçeyi kısma veya kısıtlamaya gitmektedirler. Bu durum, ekonomik krizin devam ettiği süreçte, aynı zamanda İSG’ye dair kazaların da artmasına sebebiyet verebilmektedir. 2013-2023 yılları arasındaki yıllık en yüksek iş kazası sebebiyle meydana gelen ölüm sayısının Kanunun ilk uygulandığı yıllarda değil de 2023 yılında meydana gelmesi, Türkiye’de inşaat sektöründe yasal İSG tedbirlerine uyulması hususundaki gidişatın olumsuz seyrettiğini göstermektedir.

Parasal olmayan bu yaptırım türü, işyerleri için ekonomik etkileri de beraberinde getirmesi bu hususta dikkate değerdir. Türkiye’de inşaat sektöründe genellikle işletme maliyetlerine ayrılan bütçe idari para cezası miktarlarıyla kıyaslandığında daha yüksektir. Türkiye’de, 2015 ile 2019 tarihleri arasında durdurulan işyerlerinde, işin ortalama olarak 43,8 gün durdurulduğu göz önüne alınırsa, işin durdurulması yaptırımının işyerlerinin ekonomisine dolaylı da olsa çarpıcı bir şekilde etki edebileceği görülebilir.

Çin hakkında yapılan bir çalışmada 2002-2015 yılları arasında GSYİH verilerindeki artışın İSG şartlarını iyileştirdiği belirtilmiş [66] olup; Türkiye’de inşaat sektörü özelinde pandemi öncesi dönem için GSYİH ile İSG verileri arasında benzer bir uyum söz konusudur. Çolak ve Palaz tarafından 1980-2012 yılları arasında Türkiye’de ekonomik gelişmenin ölümlü iş kazaları ilişkisi üzerine yapılan çalışmada kişi başına düşen GSYİH ile ölümlü iş kazaları arasında kısa vadede pozitif bir ilişkinin var olduğu, uzun vadede ekonomik yapının değişmesi ve ekonominin gelişmesi ile bu durumun negatif bir yöne döndüğü belirtilmiştir [67]. Çalışmamızda inşaat sektörü için oluşturulan ilk Poisson regresyon modeline göre Çolak ve Palaz’ın çalışmasından sonraki süreçte (2013-2018), ölümlü iş kazalarının ekonomik gelişimle negatif yönlü bir ilişkisinin bulunduğu tarafımızca tespit edilmiş, pandemiden sonraki süreçte ise, ölümlü iş kazalarının ekonomik gelişimle negatif yönlü ilişkisi ortadan kalkmıştır.

Çalışma konumuza ilişkin Yunanistan’ın iş teftişi verileri ile yapılan bir çalışmada ise, iş kazaları ile yaptırımlar arasında pozitif yönlü bir korelasyon ilişkisi bulunması [10], 2013-2018 dönemini kapsayan ilk regresyon modelimizin sonucunun tersine bir durum gibi gözükse de, Tatsaki vd.’nin yaptığı çalışmada, gerek yaptırımların tüm yaptırım türlerini karşılayacak seviyede toplamının değerlendirmeye alınması, gerekse, ölümlü iş kazaları yerine toplam iş kazaları sayılarını değerlendirmeye alması sonuçların farklı bulunmasını doğrudan etkilemiştir. Pandemi öncesi dönem için yapmış olduğumuz Poisson regresyonunda inşaat sektörünü merkeze alınması, kaza verileri ve GSYİH verilerinin sektörle ilişkin kısımlarına yer verilmesi, yaptırım türlerinden sadece işin durdurulmasının dikkate alınması ve ayrıca yapı ruhsatı sayılarının da hesaplamalara dâhil edilmesi çalışmamızda sektör özelinde daha spesifik bir yorum yapmamızı sağlamıştır. Türkiye’de inşaat sektöründe 2012-2019 arasındaki süreçte yapılan bir başka çalışmada ise, ölümlü iş

kazalarının meslek grupları, çalışma ortamı, kaza türü vb. değişkenler ile arasında ilişki analizleri yapılmış ve güçlü düzeyde anlamlı ilişkiler tespit edilmemiştir [52]. İlgili çalışmada yaptırımlar veya yaptırım türleri değişkenler arasında yer almamakta olup işin durdurulması yaptırımının ölümlü iş kazaları ile ilişkisi ilk kez bu çalışmada değerlendirilmiştir. Pandemi dönemi sonrasındaki verilerin korelasyon analizlerine ve regresyon analizlerine dahil edilmesi ise, sektörün kriz zamanlarındaki İSG davranışına dair yorum yapmamıza imkan tanımıştır.

İSG konusunda yapılan teftişler vasıtasıyla yasal süreçlere uyum, ikna yoluyla önleyici tedbir aldırma ile de sağlanabilmektedir. Türkiye’de son yıllarda teftişe ara verme uygulaması ile müfettişlerce işyerlerinde İSG’ye dair tespit edilen noksan hususların giderilmesi için işyerlerine belirli bir süre verilebilmektedir. Yasanın getirdiği yeniliklere uyum ve İSG tedbirlerinin alınması noktasında bu metot kanunun uygulamaya başlandığı yıllarda işverenlerce olumlu karşılanırsa da, özellikle ölümlü iş kazalarının çok olduğu inşaat sektöründe bu yöntem, İSG bilincinden ve kültüründen yoksun olan bazı inşaat işverenlerinin yasal sürece uyumunu olumsuz etkileyebilmektedir. Literatürde de İSG şartlarının iyileştirilmesinde süre verme uygulaması gibi, önleyici tedbirler aldırma ile yaptırımların arasında tamamlayıcı-dengeleyici bir mahiyetin bulunup bulunmadığı hususu tartışmalıdır [6]. Hrymak, [7] da bu sorunsalın üstünde durmuş, her ne kadar net bir metot üzerinde uzlaşıya varılmasa da yaptırımların genel olarak tüm ikna yollarının bitince uygulandığını belirtmiştir. Türkiye’de inşaat sektöründe meydana gelen ölümlü iş kazalarının sayısının halen oldukça yüksek olduğu göz önüne alındığında, inşaat sektöründe teftişe ara verme yöntemiyle tedbir aldırma yerine, teftişlerin doğrudan idari para cezası ve işin durdurulması yaptırımı uygulanması ile sonuçlandırılması inşaat sektöründe genel caydırıcılığı sağlamaya yardımcı olacaktır.

İnşaat sektöründe yaptırımların pandemi öncesi dönemde sektöre etkisinin kısıtlı olması, pandemi sonrası dönemde ise yaptırımların sektöre istatistiki olarak anlamlı bir şekilde etki edememesinin nedenlerinden biri de, şantiye sayısının fazlalığı olabilir. Türkiye’de 2013-2018 yılları arasında inşaat sektöründeki ortalama ruhsat sayısı 131.260 iken, aynı yıllarda maden sektöründe verilen (işletme ve çalışma dahil) ruhsat sayısı 19.364’tür. İnşaat sektöründeki ruhsat sayısı, maden sektöründeki ruhsat sayısından yaklaşık 6.8 kat fazladır. İşyeri sayısının bu fazlalığı da inşaat sektörü işyerlerinin tamamı düşünüldüğünde, sektördeki işyerlerinin oldukça az bir kısmının teftiş edilebilmesine sebep olmaktadır. İnşaat sektörünün metal sektörüyle karşılaştırıldığında işyerinin yapısı da önemlilik arz etmektedir. Şantiyeler gibi geçici mahiyette olmayan, kalıcı bir işyerinde çalışma gerçekleştiren metal sektöründe, temel İSG önlemlerinin bir kez alındığında, iş akışı, çalışma yöntemi, makine ekipman türleri değişmediği müddetçe, bu tedbirlerin kalıcılığını sağlamak daha sürdürülebilir hale gelmektedir. İnşaat işyerlerinde ise, önlem alınsa dahi, bir sonraki aşamada yapılacak birim iş nedeniyle, alınan İSG önleminin değiştirilmesi gerekebilir.

5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Çalışmanın sonucunda, bulgularda yer verilen, inşaat sektöründe pandemi öncesi dönem için oluşturulan ilk Poisson regresyonu modeline göre, işin durdurulması yaptırımının iş kazası sonucu meydana gelebilecek ölüm sayılarına düşük bir oranda etki etmesi, pandemiye kadar olan süreçte inşaat sektöründe işin durdurulması yaptırımının sektöre kısıtlı bir etkisinin

bulunduğunu ortaya koymaktadır. 2013-2018 yıllarını kapsayan bu süreçte, Poisson regresyonunda işin durdurulmasının ölümlü iş kazaları üzerine azaltıcı bir yönde etki etmesi ise kanun koyucuların ve uygulayıcıların işin durdurulması yaptırımının gayesi için olumlu yönde bir etkidir. Bu etki, inşaat sektöründe geçen süre zarfında araya pandemi ve ekonomik krizin girmesi ile bozulmuş, pandemi sonrasındaki veriler de dikkate alındığında (2013-2023) sektörde gerek Spearman korelasyon analizlerinde, gerekse Poisson regresyon modelinde istatistiksel olarak anlamlı ilişkiler tespit edilememiştir.

Pandemi öncesi dönem için oluşturulan modelde, iş kazası sonucu meydana gelen ölüm sayılarına en fazla etkinin sektörün GSYİH içindeki payı değişkeninde görülmesi, inşaat sektöründe ölümlü kazaların idari yaptırımlara kıyasla, sektörün ulusal ve uluslararası ekonomik gelişiminden daha fazla etkilendiğini göstermektedir. Pandemi sonrası süreçte, sektörün GSYİH içindeki yüzdesinin küçülmesi ile istatistiksel olarak anlamlı sonuçlar elde edilememektedir. Pandemi sonrası dönemde sektörün ekonomik gelişiminin hızındaki azalış, firmalarda İSG tedbirlerini almayı erteleme bir etki yaratabilmektedir.

Ulusal İSG Politika Belgesi ve Eylem Planı-III 2014 -2018’te [22] bu çalışmada yer verilen inşaat, maden ve metal sektörlerinde iş kazalarının azaltılması hedefine ulaşması hususunda sektörel farklılıklar görülmüştür. Çalışmanın sonucunda, 2013-2023 yıllarında ölümlü iş kazaları sayılarındaki yükseklik dolayısıyla, inşaat sektörü için ilgili hedefe henüz ulaşamadığı söylenebilir. Maden sektöründe ise, 2013-2018 yılları arasında uygulanan durdurmaların sektörde, 4 sene sonra gerçekleşen kazalarla istatistiksel olarak anlamlı bir ilişkisinin bulunması, maden sektörü için yaptırımların 4 sene sonra sektöre etki edebildiğini göstermiştir. İlgili süre zarfında maden sektöründe özellikle yeraltı maden işlerinin önemli bir kısmında işin durdurulması, sektörde mevzuat açısından yeniliklerin getirilmesi bu hususta etkilidir. Metal sektöründe teftiş yapılan senede anlamlı bir ilişki bulunması, sektörün inşaat ve maden sektörüne kıyasla İSG yaptırımlarına daha erken bir reaksiyon göstermesi şeklinde yorumlanabilir. Keza inşaat sektörünün geçici mahiyette bir işyeri olmasına karşılık metal sektörünün, kalıcı işyerlerinde hizmet vermesi sebebiyle İSG önlemlerinin alınmasının uzun süre etkisinin olumlu olacağından metal işverenleri İSG önlemleri almaya inşaat işverenlerine kıyasla daha erken ikna olabilmektedir.

İşin durdurulması yaptırımı, ölümlü iş kazalarının azaltılmasına etki etmesi beklenen hususlardan sadece biridir. Şantiyelerde bir yaptırımının uygulanması, inşaat şirketlerinin proje yönetiminde İSG ile ilgili tedbirleri temel yönetim prensiplerine dâhil etmeden, İSG uygulamalarının kontrolünü ve sürekliliğini sağlamadan, sektörün genelinde ölümlü kazaların azalmasını tek başına garanti edemez. İnşaat işverenlerinin teftiş edilmeye ve işin durdurulması gibi yaptırımların maruz kalmadan da İSG koşullarını sağlaması gerekmektedir. İşverenler, işyerlerindeki proje yönetiminde alınan kararların İSG yükümlülüklerine dair entegrasyonunu sağlamalıdır.

Gerek dünya genelinde gerekse Türkiye’de İSG ile ilgili yasal yeniliklerin uygulanması çeşitli zorlukları barındırmaktadır. Bu konuda, Loosemore ve Andonakis [71] tarafından yapılan İSG’ye ilişkin reformların uygulanmasında karşılaşılan engellerin konu edildiği makalenin sonucunda İSG uygulamalarının maliyeti, konuşulan dil, eğitimsel engeller ve değişimden kaynaklanan korkunun temel engeller olduğu ileri sürülmüştür. Türkiye’de inşaat sektöründe meydana gelen ölümlü iş kazalarının değerlendirildiği Olcay vd. [52] tarafından yapılan çalışmada da tüm yasal düzenlemelere rağmen Türkiye’de inşaat sektöründe İSG kültürünün oldukça düşük bir seviyede olduğu ifade edilmiştir. Yapmış olduğumuz

çalışmada da inşaat sektöründe yasal İSG reformlarının henüz yeterince uygulamaya yansımadağı, uygulanan idari yaptırımların sektörün tamamında genel caydırıcılığı henüz tam olarak oluşturamadığı, İSG kültürünün gelişmiş ülkelere kıyasla düşük bir seviyede olduğu, pandemi ve ekonomik krizin inşaat sektöründeki İSG önlemlerine olumsuz yönde etki edebileceği sonucuna varılmıştır.

Bu çalışmanın yazarları, Türkiye’de inşaat sektöründeki can kayıplarının azaltılabilmesi için, sektörde ölümlü iş kazaları sayısında keskin ve süreklilik arz eden bir düşüş sağlanana kadar özellikle inşaat sektörü denetimlerinde, yaptırımların ek süre verilmeksizin uygulanmasını, müfettiş sayısının, teftişlerin ve işin durdurulması yaptırım sayılarının artırılmasını, sektörel farklılıklar dikkate alınarak yeni bir eylem planı ve politika belgesinin oluşturulmasını, İSG uygulamalarında başarı gösteren işverenlerin teşvik edilmesini, İSG yükümlülüklerini ihlal ederek işin durdurulması yaptırımı uygulanan işyerlerinin genel farkındalık ve caydırıcılığa katkıda bulunması için kamuoyuna belirli sürelerle açıklanmasını (teşhir edilmesini) önermektedir.

Kaynaklar

- [1] Sosyal Güvenlik Kurumu (SGK), SGK İstatistik Yıllıkları, 2013, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019, 2020, 2021, 2022, 2023 <https://www.sgk.gov.tr/Istatistik/Yillik/fcd5e59b-6af9-4d90-a451-ee7500eb1cb4/>, Son Erişim Tarihi: 08.01.2025.
- [2] Statistical Office of the European Union (EUROSTAT), Fatal Accidents at Work by NACE Rev. 2 Activity, 2020, https://ec.europa.eu/eurostat/databrowser/view/hsw_n2_02/default/table?lang=en, Son Erişim Tarihi: 02.01.2023.
- [3] Statistical Office of the European Union (EUROSTAT), Accidents at Work Statistics, 2019, https://ec.europa.eu/eurostat/statisticsexplained/index.php?title=Accidents_at_work_statistics#Number_of_accidents, Son Erişim Tarihi: 03.01.2023.
- [4] International Labour Organization (ILOSTAT), Statistics on Safety and Health at Work, <https://ilostat.ilo.org/topics/safety-and-health-at-work/>, 2023, Son Erişim Tarihi: 11.07.2023.
- [5] Ayres, I., Braithwaite, J., Responsive Regulation. Oxford University Press, New York Oxford, 1992.
- [6] Vega M. L., Robert R., Labour Inspection Sanctions: Law and Practise of National Labour Inspection Systems, Labour Administration and Inspection Programme, International Labour Office, Geneva, 2013.
- [7] Hrymak, V., Supporting Compliance of Occupational Safety and Health Requirements- European Labour Inspection Systems of Sanctions and Standardised Measures, European Agency for Safety and Health at Work, Discussion Paper, 2023.
- [8] Gray W. B., Scholz J. T., Does Regulatory Enforcement Work? A Panel Analysis of OSHA Enforcement, Journal of Law and Society Association, 27(1), 177-214, 1993.

- [9] Ko K., Mendeloff J., Gray W., The Role of Inspection Sequence in Compliance with the US Occupational Safety and Health Administration's (OSHA) Standards: Interpretations and Implications, Regulation & Governance, 4, 48-70, 2010.
- [10] Tatsaki E., Sgourou E., Katsakiori P., Konsta I., Gerasimou S., The Impact of Occupational Accidents and Gross Domestic Product on the Sanctions Imposed by the Greek OSH Inspectorate, Safety Science, 115, 349-352, 2019.
- [11] Faure M. G., Tilindyte L., Effective Enforcement of Occupational Health and Safety Regulation: An Economic Approach, European Labour Law Journal, 1(3), 346-367, 2010.
- [12] McCaffrey D. P., An Assesment of OSHA's Recent Effects on Injury Rates, The Journal of Human Resources, XVIII(1), 1983.
- [13] Eryaman H., Akün E., Yapılarda Yüksekte Çalışma İş Güvenliği Denetimini Kolaylaştırmak İçin Genişletilmiş Gerçeklik ve Yapay Zekânın Entegrasyonu Modeli, Turkish Journal of Civil Engineering, 34(4), 71-104, 2023.
- [14] Gökçe Ş., Zorluer İ., İnşaat Sektöründeki İş Kazalarının Hata Ağacı Analizi ile Değerlendirilmesi, Teknik Dergi, 33(6), 12817-12846, 2022.
- [15] Uzun M., Öztürk D., Güranlı G. E., Mimari Restorasyon ve Konservasyon Projelerinde İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Uygulamaları, Teknik Dergi, 31(5), 10275-1029, 2020.
- [16] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, 6331 Sayılı İş Sağlığı ve Güvenliği Kanunu, 2012.
- [17] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, 1475 Sayılı İş Kanunu, 1971.
- [18] Uluslararası Çalışma Örgütü (ILO), 81 No’lu İş Teftişi Sözleşmesi, 1947.
- [19] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, 4857 sayılı İş Kanunu, 2003.
- [20] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, İş Teftişi Hakkında Yönetmelik, 2022.
- [21] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Teftiş Rehberi Hakkında 2015/4 Sayılı Genelge, 2015.
- [22] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı,, Ulusal İş Sağlığı ve Güvenliği Politika Belgesi ve Eylem Planı III 2014 2018, T.C. Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2014.
- [23] Güranlı E., İnşaat Sektöründe Gerçekleşen Ölüm ve Yaralanmaların Analizi, TTB Mesleki Sağlık ve Güvenlik Dergisi, 13(48), 20-29, 2013.
- [24] Bilir S., Güranlı G. E., A Method for Determination of Accident Probability in the Construction Industry, Teknik Dergi, 29(4), 8537-8561, 2018.
- [25] Koç U., Yapı Üretiminde Hayati Risklerin Analizi ve Denetimine İlişkin Bir Araştırma, Doktora Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 2014.

- [26] Baradan S., Akboğa Ö., Çetinkaya U., Usmen M. A., Ege Bölgesindeki İnşaat İş Kazalarının Sıklık ve Çapraz Tablolama Analizleri, *Teknik Dergi*, 27(1), 7345-7370, 2016.
- [27] Özgürer G., Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti, İnşaat Sektöründe Meydana Gelen İş Kazalarının Analizi, *Turkish Journal of Civil Engineering*, 35(4), 95-116, 2024.
- [28] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2023 Yılı Yapı İşyerlerinde İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2024.
- [29] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2023 Yılı Maden İşyerlerinde İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2024.
- [30] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2023 Yılı Kimya, Mobilya, Ağaç Ürünleri, Geri Dönüşüm, Kağıt ve Kağıt Ürünleri, Depolama ve Ambarlama, Kauçuk ve Plastik İle Tekstil Sektörlerinde İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftiş Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2024.
- [31] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2023 Yılı Büyük Endüstriyel Kazaların Önlenmesi ve Etkilerinin Azaltılması Hakkında Yönetmelik Kapsamında Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2024.
- [32] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2022 Yılında Gıda Sektöründe İş Sağlığı Ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2023.
- [33] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2022 Yılı Kimyasal Madde Bulunduran İşyerlerinde İş Sağlığı Ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2023.
- [34] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2022 Yılı Maden İşyerlerinde İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2023.
- [35] TC Çalışma Ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2022 Yılı Metal Sektöründe İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2023.
- [36] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2022 Yılında Büyük Endüstriyel Kazaların Önlenmesi ve Etkilerinin Azaltılması Hakkında Yönetmelik Kapsamında İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2023.
- [37] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2021 Yılı Maden İşyerlerinde İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2022.

- [38] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2021 Yılı Kauçuk ve Plastik Ürünlerin Üretildiği İşyerlerinde İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2022.
- [39] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2021 Yılında Büyük Endüstriyel Kazaların Önlenmesi ve Etkilerinin Azaltılması Hakkında Yönetmelik Kapsamında İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2022.
- [40] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2021 Yılında İş Sağlığı Ve Güvenliği Yönünden Gerçekleştirilen Programlı Teftişlerin Özetleri (Metal Ve Tekstil Sektörü) Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2022.
- [41] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2022 Yılı Yapı İşyerlerinde İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2023.
- [42] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2021 Yılı Yapı İşyerlerinde İş Sağlığı ve Güvenliği Programlı Teftişi Genel Değerlendirme Raporu, TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2022.
- [43] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, İşyerlerinde İşin Durdurulmasına Dair Yönetmelik, 2013.
- [44] European Community, NACE Rev. 2, Statistical classification of economic activities in the European Community, Office for Official Publications of the European Communities, Lüksemburg, 2008.
- [45] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, İş Sağlığı ve Güvenliğine İlişkin İşyeri Tehlike Sınıfları Tebliği, 2012.
- [46] Başar S., Selçuk G. N., Genel Ekonomi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, 2020.
- [47] Dünya Bankası (World Bank), <https://data.worldbank.org/indicator/NY.GDP.MKTP.CD?locations=TR&start=>, Son Erişim Tarihi: 08.01.2025.
- [48] TC Hazine ve Maliye Bakanlığı, Ekonomik Göstergeler, T.C. Hazine ve Maliye Bakanlığı Matbaası, Ankara, 2023.
- [49] Türkiye İstatistik Kurumu (TÜİK),Yapı İzin İstatistikleri ve Değişim Oranları, 2002-2024, <https://data.tuik.gov.tr/Bulten/Index?p=Yapi-Izin-Istatistikleri-I.-Ceyrek:-Ocak-Mart,-2024-53750> , Son Erişim Tarihi: 08.01.2025.
- [50] Turanlı M., Güriş S., Temel İstatistik, Der Kitabevi Yayınevi ve Dağıtım Paz. Ltd. Şti., İstanbul, 2018.
- [51] Orhunbilge N., Uygulamalı Regresyon ve Korelasyon Analizi, İstanbul Üniversitesi Basım ve Yayınevi, İstanbul, 2002.

- [52] Olcay Z. F., Sakallı A. E., Temur S., Yazıcı A., A Study of the Shift in Fatal Construction Work Related Accidents During 2012–2019 in Turkey, *International Journal of Occupational Safety and Ergonomics*, 28(3), 1522-1532, 2021.
- [53] Kazar G., Analysis of Physiological Risk Factors For Occupational Accidents in Construction Industry Doktora Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2020.
- [54] Dancey C. P., Reidy J., *Statistics Without Maths for Psychology*, Pearson Education, Harlow, 2007.
- [55] Montgomery D. C., Peck E. A., Vining G. G., *Introduction to Linear Regression Analysis*, John Wiley & Sons, New Jersey, 2006.
- [56] Bailer A. J., Reed L. D., Stayner L. T., Modeling Fatal Injury Rates Using Poisson Regression: A Case Study of Workers in Agriculture, Forestry, and Fishing, *Journal of Safety Research*, 28(3), 177-186, 1997.
- [57] Cameron A. C., Trivedi P. K., *Regression Analysis of Count Data*, Cambridge University Press, Cambridge, 1998.
- [58] Alkan Ö., Demir A., Oktay E., Sayım Verisi İçin Regresyon Modelleri ve Uygulamaları, İçinde Genç A., Oktay E. (Ed.), *Doğrusal Olasılık Modelleri ve Uygulamaları*, NEÜ Yayınları, Konya, 2022.
- [59] Lingard H., Rowlinson S., *Occupational Health and Safety in Construction Project Management*, Spon Press, London and New York, 2005.
- [60] Tözer K. D., Çelik T., Güranlı G. E., Classification of Construction Accidents in Northern Cyprus, *Teknik Dergi*, 29(2), 8295-8316, 2018.
- [61] NTV, [www.ntv.com.tr, İnşaatta Asansör Faciası: 10 Ölü,](https://www.ntv.com.tr/turkiye/insaatta-asansor-faciasi-10-olu,CdHj9zxLJkuteVoeaOvjMg) <https://www.ntv.com.tr/turkiye/insaatta-asansor-faciasi-10-olu,CdHj9zxLJkuteVoeaOvjMg>, 2014. Son Erişim Tarihi: 10.07.2023.
- [62] Vedd R., Yassinski N., The Relationship between National Income and Occupational Injury, *Advances in Research*, 2(12), 906-917, 2014.
- [63] Barth A., Winker R., Ponocny-Seliger E., Sögner L., Economic Growth and the Incidence of Occupational Injuries in Austria, *Wiener Klinische Wochenschrift*, 118, 1-6, 2006.
- [64] Fernandez-Muniz B., Montes-Peon J. M., Vazquez-Ordas C. J., Occupational Accidents and the Economic Cycle in Spain 1994-2014, 106, 273-284, 2016.
- [65] Song L., Xueqiu H., Chengwu L., Longitudinal Relationship Between Economic Development and Occupational Accidents in China, *Accident Analysis and Prevention*, 43, 82-86, 2011.
- [66] Wang R., Gong J., Wang Y., Chen H., Chen S., Wang Q., Relationship between Gros Domestic Product and Accident in China, *Journal of Safety Studies*, 3(1), 19-26, 2017.

- [67] Çolak O. ve Palaz S., The Relationship Between Economic Development and Fatal Occupational Accidents: Evidence From Turkey, Scientific Annals of Economics and Business, 64(1), 19-31, 2017.
- [68] TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Rehberlik ve Teftiş Başkanlığı, 2016 Yılında İş Sağlığı ve Güvenliği Yönünden Gerçekleştirilen Programlı Teftişlerin Sonuç Raporu Özetleri TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara, 2017.
- [69] Wikipedia, [tr.wikipedia.org,](https://tr.wikipedia.org/wiki/Soma_Facias%C4%B1) Soma Faciası, https://tr.wikipedia.org/wiki/Soma_Facias%C4%B1, 2014. Son Erişim Tarihi: 11.07.2023.
- [70] Aktaş Ö., 6331 Sayılı İş Sağlığı ve Güvenliği Kanununa Göre İdari Para Cezalarının Caydırıcılığı Sorunu, Ankara Hacı Bayram Veli Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Ankara, 2019.
- [71] Loosemore M., Andonakis N., Barriers to Implementing OSH Reforms - The Experiences of Small Subcontractors in the Australian Construction Industry, International Journal of Project Management, 25, 579-588, 2007.

Budyko Eğrisinin Uzun Vadeli Havza Planlama Çalışmalarında Su Bütçesi Hesabı için Kullanılması

Yonca ÇAVUŞ¹



ÖZ

Budyko eğrisi Hidrolojide su bütçesi hesabında kullanılan bir yöntemdir. Eğri, buharlaşma oranı ile kuruluk indeksi arasındaki doğrusal olmayan bir ilişkiden oluşur ve evapotranspirasyonun su ve enerji kaynaklı sınırlarını tanımlar. Kuruluk indeksinin uzun dönemde buharlaşma oranında bir değişimi tetiklemesi havzanın Budyko eğrisine uyumunda değişim beklenir. Bu çalışmada, aylık yağış-akış ilişkisi kullanılmak suretiyle Budyko eğrisine dayanan bir su bütçesi yaklaşımı önerilmiştir. Gerçek evapotranspirasyon, uzun dönemde havza su depolamasında bir değişim olmayacağı kabulü altında akım ve yağış arasındaki fark olarak alınmış, potansiyel evapotranspirasyon ise Thornthwaite yöntemi ile hesaplanmıştır. Uygulama için Küçük Menderes nehir havzası seçilmiş; havzanın memba ve mansabında bulunan iki meteoroloji ve iki akım gözlem istasyonunun aylık toplam yağış, aylık ortalama sıcaklık ve aylık ortalama debi verileri kullanılmıştır. Türkiye’den bir akarsu havzasının Budyko çerçevesine uyumu ilk kez bu çalışma kapsamında incelenmiş; sonuçlar, Küçük Menderes havzasının genel olarak Budyko eğrisine uyduğunu göstermiştir. Küçük Menderes nehir havzası örneğinden hareketle Budyko eğrisinin su kaynaklarının planlanması ve yönetiminde su bütçesi hesabı için kullanılabilir pratik bir yöntem olduğunu göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Budyko eğrisi, gerçek evapotranspirasyon, Küçük Menderes havzası, potansiyel evapotranspirasyon, su bütçesi, Thornthwaite yöntemi.

ABSTRACT

Using the Budyko Curve for Water Budget Calculation in Long-term Basin Planning Studies

The Budyko curve is a method used in water budget calculation in hydrology. The curve consists of a nonlinear relationship between the evaporation rate and the aridity index and it defines the water and energy-based limits of evapotranspiration. A change in the evaporation rate of the aridity index is expected to trigger a change in the compliance of the basin to the

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu’na 18 Eylül 2024 günü ulaşmıştır. 24 Şubat 2025 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Eylül 2025 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://doi.org/10.18400/tjce.1552201>

1 İstanbul Beykent Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye
yoncacavus@beykent.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-0528-284X>

Budyko curve in the long term. In this study, a water budget approach based on the Budyko curve is proposed by considering the monthly rainfall-runoff relation. Actual evapotranspiration is taken as the difference between streamflow and precipitation under the assumption that there will be no change in the basin water storage in the long term, and potential evapotranspiration is calculated by the Thornthwaite method. The Küçük Menderes river basin was selected for the application. The monthly total precipitation, monthly average temperature and monthly average streamflow data of two meteorology and two streamflow gauging stations located in the upstream and downstream of the basin were used. The compliance of a river basin from Türkiye to the Budyko framework was examined for the first time within the scope of this study. The results show that the Küçük Menderes basin generally complies with the Budyko curve. Based on the Küçük Menderes river basin case study, it has been understood that the Budyko curve is a practical method in calculating water budget for water resources planning and management.

Keywords: Actual evapotranspiration, Budyko curve, Küçük Menderes basin, potential evapotranspiration, water budget, Thornthwaite method.

1. GİRİŞ

İnsanların su kaynaklarına erişebilmesi suyun yeterli miktar ve kalitede olmasını gerektirir. Suya erişimin sürdürülebilirliği, suyun sonsuz bir doğal kaynak olmadığı, tersine tükenir bir kaynak olduğu gerçeğinin anlaşılması ile mümkündür. Bu nedenle, su kaynaklarının planlanması ve yönetimi faaliyetleri birçok paydaşı bulunan bir organizasyonu gerektirmektedir. Suyun beşeri, sosyal, hukuksal ve ekonomik etkileri de göz önüne alındığında bunun kolay bir organizasyon olmadığı görülmektedir. Bu organizasyon ancak uzun erimli su politikaları ve yatırım planları ile sağlanabilir. Bunun için su kaynaklarını planlama ve politika geliştirme çabalarına katkı sağlamak üzere su bütçesi hesabının yapılması önemli ve gereklidir. Su bütçesi, bir bölgedeki su kaynaklarının su ihtiyaçları ile karşılaştırılması ve arz-talep arasındaki şimdiki ve gelecekteki dengenin kurulması esasına dayanır. Bu bütçe havzanın yağış-akış ilişkisine bağlıdır. Yani havzanın, üzerine düşen yağışın ne kadarını ne şekilde (ne kadar kayıp ile) havza çıkışına ulaştırdığına dair bir problemidir. Bu, iklim ve havza karakteristiklerine bağlı doğrusal olmayan ve zaman-mekân bakımından karmaşık bir süreçtir.

Sürecinin karmaşık olması su bütçesi hesabı için zor yöntemlerin kullanılmasını gerektirmez. Tersine yöntemin basit olması özellikle uygulama bakımından gerekli ve önemlidir. Bu amaçla kullanılabilecek nitelikte basit bir yöntem sunan Budyko [1], uzun dönem ortalama havza su bütçesini havza iklimi ile ilişkilendirmiş, uzun dönem gerçek evapotranspirasyonun ve akımın havza üzerine düşen yağış ve potansiyel evapotranspirasyondan elde edilebileceğini göstermiştir. Bunu yaparken havza depolama sisteminde uzun dönemde bir değişim olmayacağını varsaymış, böylece kendi adıyla bilinen Budyko eğrisini geliştirmiştir. Budyko eğrisi, herhangi bir parametre kullanmadan sadece kolayca bulunabilen yağış ve ampirik olarak hesaplanabilen potansiyel evapotranspirasyon verilerini kullanarak dünyadaki herhangi bir nehir havzası için ortalama akımı tahmin edebilir.

Budyko eğrisi, Batı dünyasına tanıtıldığından beri [2] dünya çapında çok sayıda ampirik, teorik ve süreç temelli çalışmaların konusu olmuş; literatürde farklı şekillerde yorumlanmış ve çeşitli amaçlarla kullanılmıştır. Yang vd. [3], Budyko hipotezini gerçek ve potansiyel

evapotranspirasyon arasındaki ilişkiyi içeren Bouchet hipotezine [4] bağlamıştır. Gerrits vd. [5] uydu veri kaynaklarından elde edilen depolama ve yağış verisi ile ilgili ölçülebilir parametreleri birleştirerek terleme ve tutmayı basit bir şekilde modellemiş ve Budyko eğrisini analitik olarak türetmiştir. Budyko eğrisinin kullanımının geniş bir yelpazeye sahip olduğunu göstermesi bakımından termodinamikte kullanılan maksimum entropi üretim ilkesine göre yorumlandığından da burada bahsedilebilir [6]. Budyko eğrisi uzun dönem su bütçesi için makul sonuçlar vermiş [5, 7, 8] ayrıca iklim değişikliğinin etkilerinin belirlenmesi [9] ve taşkın frekans analizi [10] gibi çeşitli pratik uygulamalarda önemli tahmin yeteneği sergilemiştir. Budyko eğrisi öncelikle, havzanın enerji ve su mevcudiyeti arasındaki ilişkiyi ortaya koymaktadır. Su-enerji ilişkisi tabanlı basit kavramsal modellerin Budyko eğrisi ile elde edilen sonuçları ürettiği gösterilmiştir [2]. Böylelikle, Budyko eğrisinin kullanılabilirliği ortaya konmuştur.

Havza alanı küçüldükçe detaylı mekansal analiz yapma imkanı ortaya çıkmaktadır. Benzer şekilde zaman aralığı küçüldükçe detaylı zamansal analiz yapılabilir. Küçük havza alanları ve kısa zaman aralıklarında çalışıldığında yağış-akış ilişkisini etkileyen faktörler detaylı bir şekilde sürece dahil edilebilmektedir. Havzanın iklimi, toprak ve bitki örtüsü, topografya özellikleri ile ilgili faktörlerin büyük havzalarda ve yıl gibi uzun zaman aralıklarında kullanılması pratik olmaktan çıkmaktadır. Bunun yerine bu faktörlerin etkisini toplu bir şekilde hesaba katan, tercihen boyutsuz olan indeksler kullanılmaktadır. Budyko eğrisindeki kuruluk indeksi (E_p/P) bu türden bir örnektir ve havza iklimini temsil etmektedir [11]. Havzanın, belli dönemlerde (yıllarda) Budyko eğrisinin genel eğiliminden uzağa düşmesi genel olarak iklimdeki değişkenlik ile ilişkilidir. Ancak çevresel ve antropojenik faktörlerin (insan müdahalesinin) de süreci etkilediği bilinen bir gerçektir [12]. Yine de bu durum, iklimi uzun vadeli su bütçesinde birincil kontrol mekanizması olmaktan çıkarmaz. Çünkü, havzadaki arazi kullanımı ve bitki örtüsü iklime bağlı olarak değişmekte, bu değişim doğrudan ya da dolaylı olarak hidrolojik çevrimi etkilemekte, hidrolojik çevrimdeki değişim de havza yağış-akış ilişkisini belirlemektedir. Budyko eğrisi tüm bu değişimleri toplu bir şekilde gösterebilmektedir [13, 14]. Yani, kısa zaman aralıklarında ve küçük mekansal ölçeklerde akış ve buharlaşma süreçlerindeki bu detaylı etkileşim, uzun zaman aralıklarında ve büyük mekansal ölçeklerde Budyko eğrisi ile basit hale getirilmiştir [15].

Budyko eğrisini kullanan ve Türkiye’yi uygulama alanı olarak seçen çalışmalar kapsamında Nistor vd. [16], 21. yüzyılda Türkiye’de iklim değişimi altında su mevcudiyetinin değişimini incelemiştir. Unnisa vd. [17] geçmiş yıllarda tüm Akdeniz havzasında iklim değişimi kaynaklı su bütçesini incelemiş ve Avrupalının güneyi ile Türkiye ve Balkanların batısında son yıllarda gerçek evapotranspirasyonu etkileyen ve su sıkıntısını daha da önemli hale getiren değişimlere dikkat çekmiştir. Cevahir [18] ve Cevahir vd. [19] Budyko eğrisi yaklaşımı ile Kızılırmak havzasının su dengesi bakımından hassasiyetini ortaya koymuş, havzada ısınma ve kuruma kaynaklı su kaynaklarını yönetme zorlukları yaşanabileceğini vurgulamıştır. Türkiye ile ilgili olmakla birlikte bu çalışmalar yurtdışında yapılmıştır.

Sayıda az olmakla birlikte Budyko eğrisi ile ilgili Türkiye’de gerçekleştirilen çalışmalar da vardır [20-25]. Budyko eğrisinin doğrudan kullanımının söz konusu olmadığı bu çalışmaların ortak noktası, Budyko hipotezi çerçevesinde su bütçesi denklemini kullanan Dinamik Su Dengesi (*dynwbm*) adlı kavramsal modelin Türkiye havzaları üzerinde kullanılmış olmasıdır. Bunlardan Okkan vd. [20] ve Ersoy [21], bahsedilen hidrolojik modeli yapay sinir ağları ve destek vektör regresyonu makine öğrenmesi teknikleri ile harmanlayarak model

kalibrasyonunu otomatik hale getirmiştir. Yeni hali ile Gediz havzasında yapılan uygulama sonuçlarına göre ortalama ve yüksek akımların belirlenmesinde model önceki versiyonuna göre performans artışı göstermiştir. Diğer bir harmanlama çalışmasında Ersoy vd. [22], bu kez yapay sinir ağının (YSA) Dinamik Su Dengesi modeliyle birleştirilmesiyle elde edilen hibrit yağış-akış modelinde yeraltı suyu depolama parametreleri ortadan kaldırılmış; doğrudan akış ve derine sızma (perkolasyon) çıktıları YSA kısmına girdi olarak sunulmuştur. Bu şekli ile kavramsal modelin yapay sinir ağlarının güçlü yanları kullandığı ve dezavantajlarını göz ardı ettiği, bu sayede tahmin performansını arttırdığı yapılan uygulamalardan görülmüştür. Bu çalışma serisinde ayrıca Dinamik Su Bütçesi yağış-akış modeline doğrusal davranış gösteren yeraltı suyu depolama elemanı yerine destek vektör makinesi eklenerek beş parametrelili hibrit bir model oluşturulmuş; hibrit model, kavramsal modele kıyasla kalibrasyon ve validasyon aşamalarında daha düşük hata vermiştir [23]. Yağış-akış modellerinin potansiyel evapotranspirasyon tahmininde kullanılan yöntemlere olan hassasiyetinin belirlenmesi amacıyla Dinamik Su Bütçesi modelini kullanarak yaptıkları çalışmada Okkan vd. [24], sekiz küresel ölçekli iklim değişim modelini 11 farklı PET modeli ile birlikte kullanarak Gediz Havzasında incelemiştir. Bulgular, PET modeli seçiminin, hafif ve orta meteorolojik kuraklık sıklığına %5'i bulmayan bir belirsizlik kattığını, şiddetli meteorolojik kuraklık sıklığında ortaya çıkardığı belirsizliğin ise ancak %25 kadar olduğunu göstermiştir. Bunların yanı sıra, Dinamik Su Bütçesi yağış-akış modeli, Gediz havzasında yer alan Çağlayan Barajı'nın iklim değişikliği etkileri altında hazne işletme optimizasyonda kullanılmıştır [25]. Budyko çerçevesini esas alan havza modelinin uygulanmasından ibaret olan bu çalışmalarda uygulama yapılan havzanın öncelikle Budyko çerçevesine uyup uymadığı incelenmemiştir. Görüldüğü üzere, Türkiye akarsu havzalarının Budyko çerçevesine uyumu konusunda bir araştırma boşluğu mevcuttur. Bu araştırma boşluğunun Küçük Menderes havzası üzerinde yapılan uygulama ile bu çalışmada giderilmesi amaçlanmıştır.

Türkiye, olası bir kuraklık durumunda özellikle tarımsal alanların doğrudan etkileneceği bir iklim kuşağında bulunmaktadır. Bulunduğu iklim kuşağı nedeniyle yağıştaki yıl içi mevsimsel değişkenlik, şiddetli ve uzun süreli kuraklık ile birleştiğinde su potansiyelinin ve mevcut su biriktirme haznelerinin kapasitelerinin yeterli olmaması riski her daim vardır. Kuraklık nedeniyle ortaya çıkan kapasite eksikliği, izleyen sulama mevsiminde su eksikliği sorununu beraberinde getirmektedir. Bu yüzden, su bütçesi hesabı yapılırken su dengesinin hidrolojik koşullar bakımından tipik (ortalama) bir yıl için sağlanması yeterli değildir. Bu dengenin özellikle kurak yıl veya kuru dönemlerdeki talebi de karşılaması gereklidir. Bu hesap yapılırken, kullanılabilen tüm su kaynaklarının miktarı potansiyel su kaynağı olarak değerlendirilmeli ve her türlü su ihtiyacı göz önünde bulundurulmalıdır. Su bütçesinin ön görülebilmesi kuraklığa karşı alınacak önlemlerin yerindeliğini ve etkinliğini artıracaktır. Bu açıdan bakıldığında uygulanabilir basitlikte ancak etkin yöntemler kullanılarak uzun erimli su planlama ve yönetimi çalışmalarının yapılması ayrı bir önem kazanmaktadır. Buna göre, bu çalışmanın temel amacı basitliği ve uygulanabilirliği hesaba katılarak Budyko eğrisinin su bütçesi hesabında kullanılabilirliğinin araştırılması ve bu kapsamda Küçük Menderes akarsu havzasının Budyko eğrisine uyumunun incelenmesidir. Bu genel amacın altında kalmak üzere aşağıdaki araştırma sorularına cevap verecek şekilde özel incelemeler de yapılacaktır:

- 1) Küçük Menderes havzası Budyko eğrisine uyuyor mu?
- 2) Havzanın memba ve mansabının Budyko davranışı benzer mi?
- 3) Havza Budyko eğrisinden sapma gösteriyor mu? Herhangi bir sapma varsa nedenleri nelerdir?

2. YÖNTEM

2.1. Standart Budyko Eğrisi

Budyko eğrisi, atmosferik su kaynağı (yağış) ve su talebi (potansiyel evapotranspiration) arasındaki orana bağlı olarak yıllık ve daha uzun süreli su bütçesi hesabında yaygın olarak kullanılan bir fonksiyondur (Şekil 1). Herhangi bir parametre içermeyen bu fonksiyonun matematik ifadesi

$$\Psi = \sqrt{\phi \tanh\left(\frac{1}{\phi}\right)(1 - \exp(-\phi))} \quad (1)$$

şeklindedir. Burada

$$\Psi = \frac{E}{P} \quad (2)$$

$$\phi = \frac{E_p}{P} \quad (3)$$

olup sırasıyla birim yağış başına düşen gerçek evapotranspirasyon (E/P) buharlaşma oranını, birim yağış başına düşen potansiyel evapotranspirasyon (E_p/P) de kuruluk indeksini temsil etmektedir. Budyko eğrisinde, yağış (P) mevcut suyun, potansiyel evapotranspirasyon (E_p) ise mevcut enerjinin bir ölçüsüdür. Havzanın konumuna göre değişen enerjinin miktarına bağlı olarak hesaplanan kuruluk indeksi Budyko eğrisi için temel nicelik büyüklüktür. Fonksiyon uçlarda enerji ve su kısıtına bağlı asimptotlara sahiptir. Budyko eğrisinin öncülü olan Schreiber [26] ve Ol'Dekop [27] fonksiyonları sırasıyla

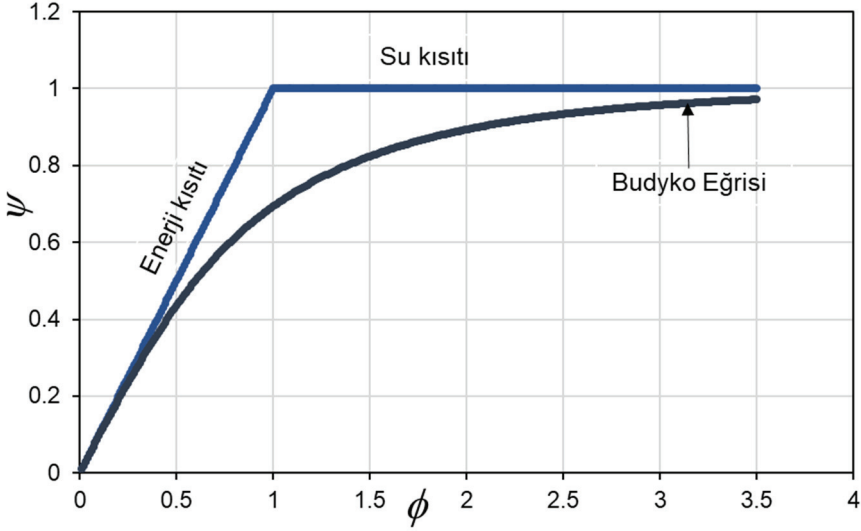
$$\Psi = 1 - \exp(-\phi) \quad (4)$$

$$\Psi = \phi \tanh(1/\phi) \quad (5)$$

şeklindedir. Budyko eğrisi aslında bu iki eğrinin geometrik ortalamasıdır.

Eski Sovyetler Birliği ve Avrupa'dan binin üzerindeki akarsu havzası için yapılan çalışmalar, akarsu havzalarının %90'ından fazlasının Budyko eğrisine uyduğunu göstermiş [28], bu performansı Budyko eğrisine önem kazandırmıştır. Budyko eğrisi basit bir arz-talep dengesi çerçevesinde kuruluk indeksinin bir fonksiyonu olarak gerçek evapotranspirasyonu hesaplamak için kullanılır. Dünyanın bazı bölgelerinde, gerçek evapotranspirasyon toplam yağışa yaklaşabilir. Bu, ancak toplam yağış buharlaşma ve terleme ile kaybetmeye yetecek miktarda enerjinin mevcut olması halinde mümkündür. Su ve enerjinin mevcudiyeti her birindeki kısıtlara bağlı olarak Budyko eğrisini şekillendirir. Yeterli miktarda enerjinin

mevcut olmaması halinde gerçek evapotranspirasyon, Budyko eğrisinin enerji-kısıtlı kolunun altında kalır. Bu bölgeler genellikle nemli bölgelerdir. Buna göre, ikliminin kuruluğuna bağlı olarak bölgenin mevcut su ve mevcut enerjisi Budyko eğrisinde birer sınırlayıcı faktör olarak etkisini gösterir.



Şekil 1 - Budyko eğrisi ve kısıtları

Atmosferdeki su bütçesi çok sayıda bileşenden oluşur ve bu nedenle karmaşık bir yapıya sahiptir. Ancak bu karmaşıklık büyük mekansal ve uzun zamansal ölçeklerde önemli ölçüde basitleşir. Su bütçesi, en basit haliyle

$$\Delta S / \Delta t = P - E - Q \quad (6)$$

şeklinde yazılabilir. Daha önce tanımlanan değişkenlerin dışında burada, Q havza çıkışından komşu havzaya ya da su alıcı ortama (deniz, göl) yüzeysel akış şeklinde ulaşan akımdır. Denklemdaki $\Delta S / \Delta t$ ise havza su depolama sisteminde zaman içinde meydana gelen artma veya azalmadır. Müdahaleli olmayan veya ihmal edilebilir müdahale durumunda havza su depolamasında meydana gelecek artma ve azalma, yılları bulan uzun dönemlerde birbirini dengeler. Bundan hareketle, Denklem (6), $\Delta S = 0$ alındığında

$$P = E + Q \quad (7)$$

şeklini almaktadır. Bu basitleştirme ile Budyko eğrisi kullanım alanı bulmuştur.

Budyko eğrisi için gerekli olan potansiyel evapotranspirasyon hesabında kullanılan çok sayıda ampirik denklem vardır. Bu denklemler sıcaklık ya da radyasyon temelli formülasyonlara sahiptir. Sıcaklık temelli olanlardan yaygın şekilde kullanılanlarının en önemlileri Thornthwaite [29], Blaney ve Criddle [30] ve Hargreaves ve Samani [31]'dir.

Bunlardan Thornthwaite [29] tarafından önerilen ve kendi adıyla anılan yöntem, girdi olarak uygulama alanını temsil eden meteoroloji istasyonunun sadece aylık ortalama sıcaklığına ihtiyaç duymaktadır. Bu verinin kolaylıkla temin edilebilmesinden dolayı Thornthwaite yöntemi özellikle yaygın kullanım alanı bulmuş, bu çalışmada da bu yöntemin kullanılması bu nedenle uygun görülmüştür. Thornthwaite yönteminin işlem adımları basit ve yaygın bir şekilde bilindiğinden burada ayrıca verilmemiştir.

Veri imkanlarına bağlı olarak Blaney ve Criddle [30] veya Hargreaves ve Samani [31] gibi aylık yöntemlerin de evapotranspirasyon hesabında kullanım potansiyelleri vardır. Ancak bu çalışmada Penman-Monteith yöntemi [32] gibi günlük zaman aralığında çalışan ve çok sayıda girdi verisi gerektiren radyasyon temelli yöntemlerin kullanılması, Budyko eğrisinin uzun döneme uygulanabilir olması nedeniyle gerekli görülmemiştir.

2.2. Parametrik Budyko Eğrisi (Fu Eğrisi)

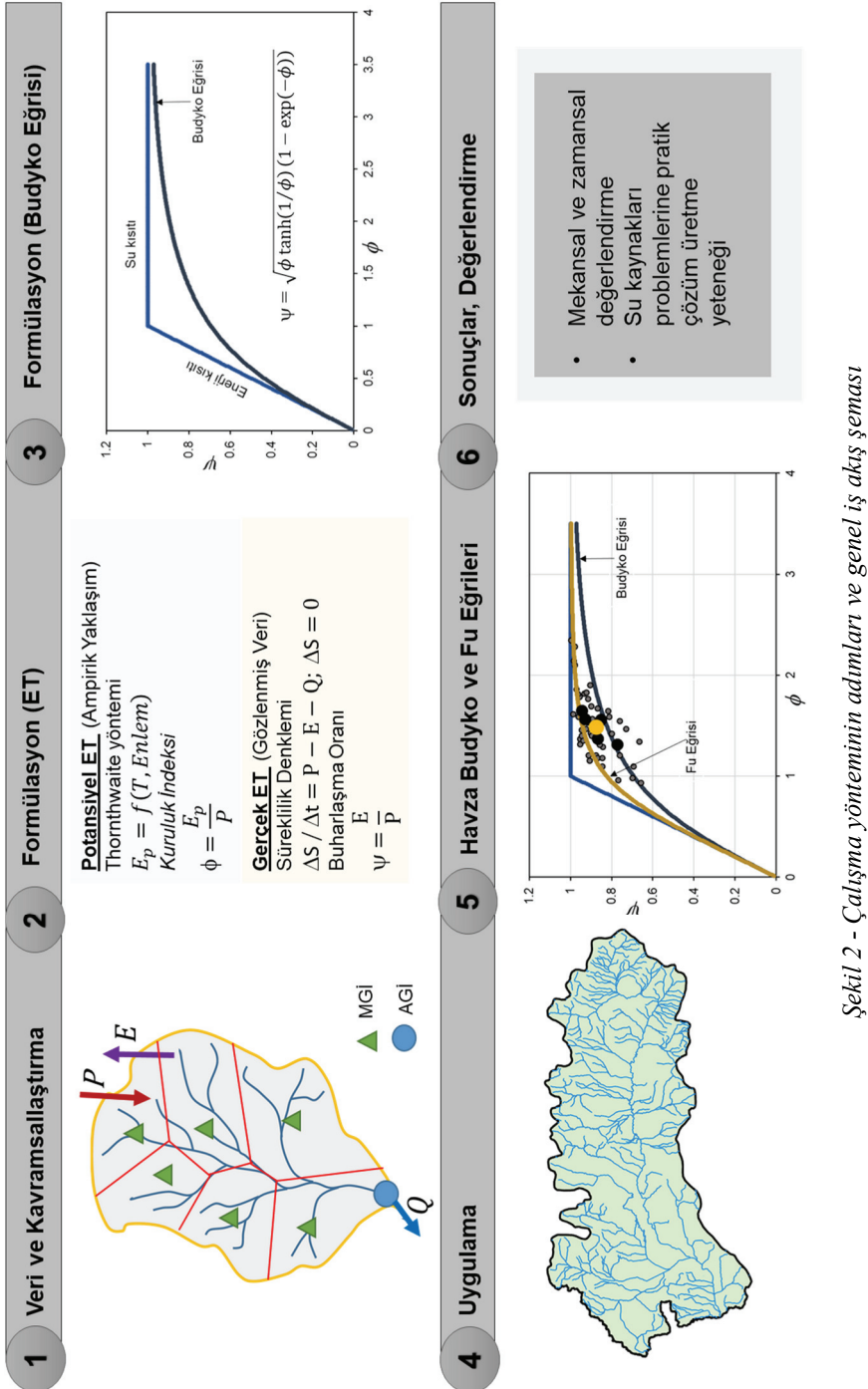
Budyko eğrisinin en önemli özelliği parametrik olmayan yapısıdır. Budyko eğrisi havzadan havzaya kalibrasyona ihtiyaç duymayan, formülasyonunda (Denklem 1) herhangi bir parametre içermeyen bir yapıya sahiptir. Bu nedenle genel geçerliliği vardır ve veri olarak sadece yağışı kullanması nedeniyle kolaylıkla uygulanabilir bir yöntemdir. Bu haliyle Budyko eğrisini bu çalışmada “Standart Budyko Eğrisi” olarak adlandırılmıştır. Budyko eğrisine alternatif oluşturmak üzere Fu [33] bir denklem geliştirmiştir. Fu eğrisi olarak bilinen bu denklem kalibre edilmesi gereken bir parametreye sahiptir. Bu aslında standart Budyko eğrisinin parametrik bir şeklidir. Fu eğrisi

$$\Psi = \frac{E}{P} = 1 + \phi - (1 + \phi^\omega)^{1/\omega} \quad (8)$$

ile verilmiştir ve standart Budyko eğrisine en iyi $\omega = 2.6$ alındığında yaklaşık [34]. Denklem, standart Budyko eğrisinden farklı olarak herhangi bir fiziksel anlamı olmayan boyutsuz ω serbest parametresini içermektedir. Her ne kadar doğrudan bir fiziksel anlam yüklenemese de denklem parametresinin havza karakteristikleri ile ilişkili olduğu söylenebilir.

2.3. Yöntemin Uygulanması

Şekil 2’de şematize edildiği üzere bu çalışma havza girdi (P) ve çıktıların (E ve Q) dengesine dayanan Budyko eğrisi kavramını kullanmaktadır. Öncelikle havza çıkışındaki AGİ’nin havzayı temsil eden MGİ’lerin verilerinden yararlanarak potansiyel ve gerçek evapotranspirasyon değerleri aylık olarak hesaplanmaktadır. Aylık değerlerin yıllık toplam değerlere taşınması ile AGİ’nin temsil ettiği havzanın Budyko eğrisi elde edilmektedir. Bu yöntem Küçük Menderes nehir havzası üzerinde uygulanmış ve havza Budyko ve Fu eğrileri elde edilmiştir. Budyko eğrisinden sapma olması durumunda yıllık değerlere en iyi uyan Fu eğrisi belirlenmiş, eğrinin ω parametresi yıllık değerler ile eğri arasındaki hata minimum olacak şekilde elde edilmiştir. Kullanılan hata kriteri, ortalama karesel hatanın karekökü (KOKH) olup



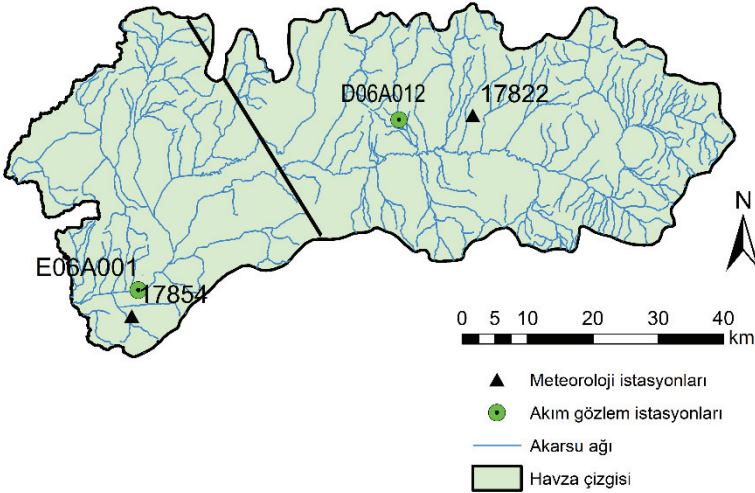
$$KOKH = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\hat{\Psi}_i - \Psi_i)^2} \quad (9)$$

ile verilmektedir. Burada, $\hat{\Psi}$ her bir yılın kuruluk indeksine (ϕ) karşı Denklem 8'den hesaplanan Fu eğrisi üzerindeki buharlaşma oranıdır. Ψ süreklilik denkleminde (Denklem 7) hesaplanan gözlenmiş buharlaşma oranıdır. n de gözlem periyodundaki yıl sayısını göstermektedir. Uygulamadan elde edilen sonuçlar değerlendirilerek çalışmanın akışı tamamlanmıştır.

3. UYGULAMA ALANI VE VERİ

3.1. Küçük Menderes Nehir Havzası

Küçük Menderes Nehir Havzası, Türkiye'nin batısında Ege bölgesinde yer almaktadır (Şekil 3). Havzaya adını veren Küçük Menderes 140 km uzunluğundadır. Havza drenaj alanı 3255.2 km²'dir. Nehir havzası tipik Akdeniz iklim karakteristiklerini sergilemektedir. Havzanın uzun dönem ortalama yıllık yağışı 622 mm, havzanın çıkışında 1960-2011 yılları arasında ölçülen yıllık ortalama akım ise 9.2 m³/s (89.13 mm)'dir. Havzanın %41'i tarımsal alanlarla kaplıdır ve bu alanın %52'si sulanabilmektedir. Havzanın geri kalan kısmı sulak alanlar ve rezervlerle birlikte kentsel bölgelerden oluşmaktadır.



Şekil 3 - Küçük Menderes nehir havzası sınırları ve kullanılan meteoroloji ve akım gözlem istasyonlarının havzadaki konumları. Havza haritası üzerindeki siyah çizgi, meteoroloji istasyonlarının etki alanlarını belirleyen Thiessen çokgeni çizgisidir.

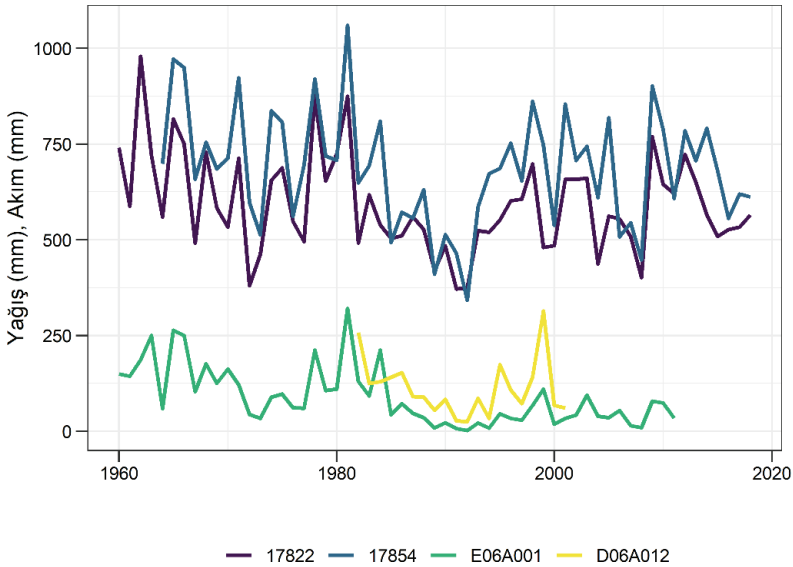
3.2. Kullanılan Veri

Memba ve mansabını temsil edecek ve yeterli veri uzunluğuna sahip iki MGİ ve iki AGİ seçilmiştir (Tablo 1). Memba için D06A012 kodlu Bülbüller AGİ ve 17822 kodlu Ödemiş

MGİ seçilmiştir. Havzanın mansabındaki akım, E06A001 kodlu Selçuk AGİ ile temsil edilmiş; yağış için 17854 kodlu Selçuk MGİ yanında Ödemiş MGİ de alınmış; her bir MGİ'nin etki alanı Thiessen çokgeni ile belirlenmiştir. MGİ'ler nispeten uzun kayıtlara sahiptir (59 ve 55 yıl). Yağışsız ayların oranı Ödemiş ve Selçuk meteoroloji istasyonlarında sırasıyla %12.2 ve %17.7'dir. MGİ'lerin ortalama sıcaklıkları arasında belirgin bir fark yoktur. Yağış, mansap istasyonunda memba istasyonuna göre daha yüksektir. Membayı temsil etmek üzere seçilen Bülbüller AGİ'sinin nispeten kısa olan veri uzunluğunun yanında mansaptaki Selçuk AGİ'si yeterli gözlem uzunluğuna sahiptir. Seçilen AGİ'lerin neredeyse doğal akım koşullarına sahip olmasına özellikle dikkat edilmiştir. Bu nedenle membada yapılan su yapıları hesaba katılarak her iki istasyonun da son yıllarına ait veri kullanılmamıştır [35].

Tablo 1 - Çalışmada kullanılan meteoroloji ve akım gözlem istasyonlarının istatistik özellikleri

Veri türü	İstasyon adı ve kodu	Drenaj Alanı (km ²)	Gözlem periyodu ve uzunluğu (yıl)	Yıllık toplam yağış (mm)	Yıllık ortalama sıcaklık (°C)	Yıllık ortalama akış (mm)	Yağışsız ay oranı (%)	Akarsu kuruma oranı (%)
Yağış	Ödemiş 17822		1960-2018 (59)	592.7	16.61		12.2	
	Selçuk 17854		1964-2018 (55)	685.1	16.69		17.7	
Akım	Bülbüller D06A012	73.4	1981-2002 (21)			111.6		21.0
	Selçuk E06A001	3255.2	1960-2012 (52)			89.2		10.7



Şekil 4 - Küçük Menderes havzasında 17822 ve 17854 kodlu MGİ'lerin yıllık toplam yağış ve E06A001 ve D06A012 kodlu AGİ'lerin yıllık ortalama akımlarının gidişi

MGİ ve AGİ'lerin gözlem süresi boyunca yağış ve akım gidişleri Şekil 4'te gösterilmektedir. Buna göre, her iki MGİ'de de 1960, 1980 ve 2010'lu yıllarda yağışta azalma eğilimi gözlenmiştir. Bu azalma, 1990'ların ilk yıllarında her iki MGİ'de de yıllık toplam yağış 400 mm'nin altına incek kadar belirgin bir düşme şeklinde olmuştur. Havzanın akış katsayısı %20 civarındadır, yani yağışın %20 kadarı akışa geçmektedir. Akım verisine bakıldığında, Selçuk AGİ genel olarak Selçuk MGİ yağış zaman serisindeki yükselme ve düşme yıllarını takip etmektedir. Benzer şekilde Bülbüller AGİ, Ödemiş MGİ yağışının seyrini izlemekte; 1982 ve 1999 yıllarında yağışta düşme gözlenmesine rağmen akışta bir yükselme görülmektedir. Bu AGİ'de akım 1999 yılında pik değerine ulaşmıştır.

3.3. Havza ile İlgili Çalışmalar

Küçük Menderes havzasında tarımsal ve endüstriyel su ihtiyaçlarının çoğu yeraltı su kaynaklarından sağlanmaktadır. Ayrıca, nehir havzası, önemli tarımsal faaliyetler ve sulama tesislerine ev sahipliği yapmaktadır [36]. Bu durum mevcut kısıtlı su imkanları altında su talebini günden güne artırmaktadır. Öneminden dolayı havza ile ilgili projeler geliştirilmiş ve sonuçları raporlar halinde yayınlanmıştır. Son yıllarda yapılanlardan örnek vermek gerekirse öncelikle Küçük Menderes Havzası koruma eylem planından bahsedilebilir [37]. Daha sonra yapılan çalışmalarda Küçük Menderes havzasında sektörler bazında su tahsis planları hazırlanmış [38] ve havza su kaynaklarının olası iklim değişikliği etkisi altındaki durumları incelenmiştir [39]. Ayrıca havza kuraklık ve taşkın yönetim planları da yapılmıştır [40, 41].

Küçük Menderes nehir havzası, sulama, enerji ve taşkın kontrolünün yanı sıra su kaynakları yönetimi ve planlaması açısından taşıdığı önem nedeniyle uygulamanın yanında çok sayıda araştırmaya da konu olmuştur. Bu kapsamda özellikle, iklim değişikliği ve kuraklık etkisi altında Küçük Menderes havzası su kaynaklarının sürdürülebilirliği ile ilgili çalışmalar yapılmıştır. Örneğin; Yagbasan [42], 1964-2011 gözlem süresindeki veriye dayanarak iklim değişiminin Küçük Menderes havzası yeraltı su kaynaklarına etkisini incelemiş; havza üzerine düşen yağışta azalma, sıcaklık ve buharlaşmada artış belirlemiş ve su bütçesi hesabı ile yeraltı beslenmesinde %15'lik azalma olduğunu ortaya koymuştur. Yeraltı suyunun beslenmesinde meydana gelen azalmanın sadece yağıştaki azalma ile ilişkilendirilemeyeceği, bu azalmada havzadaki barajların da etkisinin olduğu ortaya konmuştur [43]. Yeraltı suyunun önemi ve akifer beslenme kaybı dikkate alınarak yeraltı suyunun yapay olarak beslenmesi, bunun için yağışlı dönemlerdeki fazla suyun beslenme havuzlarında toplanarak yer altına sızdırılması, böylece yağışlı dönemlerde yeraltı suyu depolamasının artırılması ve kurak mevsimlerde kullanılması düşünülmüştür [44]. Eris vd. [45], yaptıkları uygulama ile Küçük Menderes nehri havzasının şiddetli uzun kuraklıklara maruz kaldığını, kuraklık şiddetinin kuraklık periyodu arttıkça büyüdüğünü, kuraklığın havza iç kesimlerinde nispeten daha şiddetli olmakla birlikte tüm havzaya yayıldığını göstermiştir. Yıldırım ve Aksoy [46], havzada akışta azalma eğilimi görüldüğünü ve yeraltı suyunun hızla azaldığını veri tabanlı analiz sonuçları ile göstermiştir. Bunun nedeni, büyük ölçüde artan su talebini karşılamak için yeraltı suyunun besleniminden fazla kullanılmasıdır. Yeraltı suyunun aşırı kullanımı ile yeraltı su seviyesi alçalır, akarsu akışı azalır ve akarsular kurumaya (aralıklı olarak akmaya) başlar. Akıştaki bu aralıklılığın havza kuraklığının bir ölçüsü olduğu ve yeraltı su seviyesindeki düşüşün akarsu akışındaki kuraklığı tetikleyebileceği sonucuna varılmıştır. Aksoy vd. [47], frekans analizi ile Küçük Menderes nehri havzası düşük akımlarının en

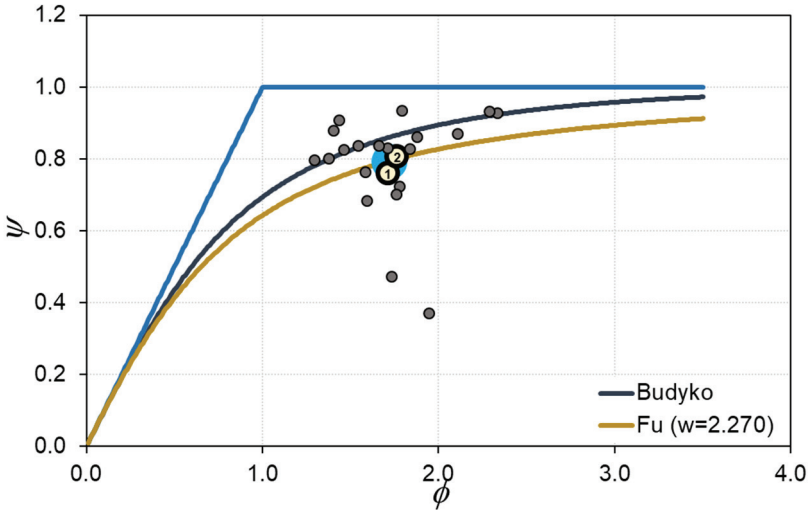
uygun olasılık dağılım fonksiyonlarını bulmuş, olasılık dağılım fonksiyonları kullanılarak elde edilen düşük akım frekans eğrilerinden havzanın gelecekte kuruma ile karşı karşıya kalabileceği tespitinde bulunmuştur.

4. BULGULAR

Çalışmanın uygulama aşamasında Budyko eğrisi, Küçük Menderes havzasının memba ve mansabı için ayrı ayrı belirlenmiştir. Budyko eğrisi hesap adımları izlenerek her iki MGİ için aylık potansiyel evapotranspirasyon, Thorntwaite yöntemi ile hesaplanmış ve MGİ'lerin Thiessen çokgenindeki alanlarına göre ağırlıklandırılarak kullanılmıştır. Aylık yağış, sıcaklık ve debi değerleri ile aylık su bütçesi hesabı yapılmış, aylık değerler toplanarak yıllık değerler belirlenmiştir. Gözlem süresi boyunca bu şekilde her yıl için yapılan hesaplar sonrasında elde edilen (ϕ, Ψ) noktaları memba ve mansap için ayrı ayrı olmak üzere Budyko eğrisi üzerinde işaretlenmiştir.

4.1. Memba Bulguları

Havzanın membasından alınan MGİ ve AGİ için Budyko eğrisi çizilmiş, istasyonların 21 yıllık ortak gözlem süresi (1982-2002) boyunca her yıl için hesaplanan (ϕ, Ψ) noktaları eğri üzerinde işaretlenmiştir (Şekil 5). Yıllık noktaların yanı sıra 1980 ve 1990'lı yılları temsil eden on yıllık iki ve gözlem süresini temsil eden bir (ϕ, Ψ) çifti de hesaplanmıştır. Az sayıda yıllık değer (3 adet) Budyko eğrisinin üstünde kalmış, çoğunluğu (13 adet) eğrinin altında kalmış, geri kalan üçte birden fazla değer (8 adet) eğri üzerine düşmüştür. Eğrinin üstünde kalan her üç nokta ile eğrinin altında kalan noktaların önemli bir kısmı Budyko eğrisine



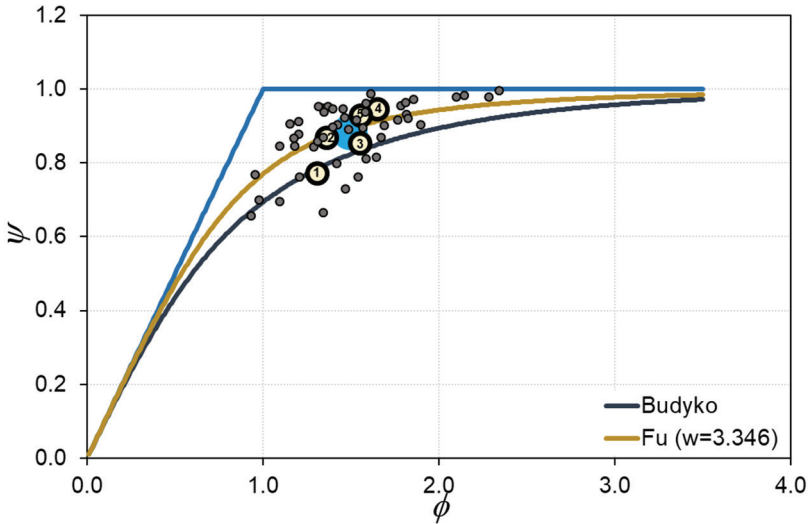
Şekil 5 - Küçük Menderes Havzası memba Budyko ve Fu eğrisi. Küçük noktalar yıllık değerleri, numaralı noktalar 10 yıllık değerleri ve büyük (mavi) nokta gözlem süresini temsil eden değeri göstermektedir. 10 yıllık değerlerden 1 numaralı nokta 1982-1990, 2 numaralı nokta 1991-2000 yıllarının ortalamasını temsil etmektedir.

yakındır. Eğrinin altında kalmak suretiyle eğriden belirgin sapma gösteren iki nokta ortaya çıkmıştır. Bu noktalar, 1982 ve 1999 yıllarına aittir. Budyko eğrisi üstünde kalan noktaların ait olduğu yıllarda havzaya düşen yağış içindeki gerçek evapotranspirasyon oranı yüksek, havza çıkışındaki akım oranı düşük olmuştur. Budyko eğrisi altındaki noktalar da debinin bu yıllarda beklenenin üstünde kaldığının göstergesidir. Yıllık noktalardan hesaplanan 10 yıllık değerler ve gözlem süresini temsil eden değer Budyko eğrisinin altında ancak eğriye yakın bulunmuştur.

Yıllık değerlere göre elde edilen F_u eğrisi, Budyko eğrisinin altında kalmıştır. Bunun temel nedeni, Budyko eğrisinden sapma gösteren 1982 ve 1999 yıllarına ait iki noktadır. Zaman serisinin 10 yıllık değerler ile gözlem periyodunu temsil eden değer ise F_u eğrisi üzerine isabet etmiştir. 1980'li yılları temsil eden 10 yıllık nokta 1990'lı yılları temsil eden noktaya göre F_u eğrisinin altında kalmıştır. Bu da havzanın membasında, 1980'li yıllara göre 1990'lı yıllarda az da olsa gerçek evapotranspirasyonda bir artma ve bu nedenle debide bir azalma olduğunu göstermektedir. Ayrıca, Budyko eğrisinin yatay eksenindeki kuruluk indeksi (ϕ) değerleri 1.25 ile 2.50 arasında değişmektedir. Yani havzanın membası yıldan yıla kuru yarı sulak ile yarı kurak iklim sınıfları [28] arasında kalmaktadır.

4.2. Mansap Bulguları

Havzanın mansabını temsil eden AGİ ve MGI'lerin ortak gözlem süresi (1964-2012) boyunca her yıl için hesaplanan (ϕ, Ψ) noktalarının büyük çoğunluğu Budyko eğrisinin üstünde kalmıştır (Şekil 6). Noktaların çoğunlukla Budyko eğrisinin üstünde kalması akarsu



Şekil 6 - Küçük Menderes Havzası mansap Budyko ve F_u eğrileri. Küçük noktalar yıllık değerleri, numaralı noktalar 10 yıllık değerleri ve büyük (mavi) nokta gözlem süresini temsil eden değeri göstermektedir. 10 yıllık değerlerden 1 numaralı nokta 1964-1970, 2 numaralı nokta 1971-1980, 3 numaralı nokta 1981-1990, 4 numaralı nokta 1991-2000 5 numaralı nokta 2001-2010 yıllarının ortalamasını temsil etmektedir.

havzasında bu yıllarda gerçek evapotranspirasyonun uzun dönemde beklenenden yüksek ve bu nedenle akarsudaki debinin beklenen uzun dönem ortalamasının altında olduğunu göstermektedir. Az sayıda da olsa bazı noktalar Budyko eğrisinin altında kalmıştır. Bu durum, debinin bu yıllarda beklenenin üstünde kaldığının göstergesidir. Havza mansabı için toplam 5 adet 10 yıllık değer hesaplanmış, bu değerlerden üçü eğrinin üstünde bulunmuş, diğer ikisi eğri üzerine düşmüştür. Gözlem süresinin ortalamasını temsil eden değer ise Budyko eğrisinin üstünde ancak eğriye yakın bulunmuştur. Bu da Küçük Menderes nehir havzası mansabının membasına göre Budyko çerçevesine daha fazla uyum gösterdiğini ortaya koymuştur.

Şekil 6, 1960'lı yıllardan 2000'li yıllara göre gerçek evapotranspirasyondaki artma ve debideki azalmayı açıkça göstermektedir. Bu değişim, 2001-2010 yılları arasında, bir önceki on yıla göre önemsenmeyecek düzeyde tersine dönmüştür (Şekil 6'daki 4 ve 5 no.lu 10 yıllık ortalama değerler). Bu durum havza mansabının uzun dönemde akımın azalması yönünde bir eğilim içine girebileceği gerçeğini göstermektedir. Akarsu mansabında kuruluk indeksinin yıllık değerleri 0.80 ile 2.50 arasında değişmektedir. Buna göre, havzanın mansabının yıldan yıla sulak ile yarı kurak arasında değişen iklim sınıfları [28] arasında kaldığını göstermektedir.

5. DEĞERLENDİRME VE TARTIŞMA

Küçük Menderes nehir havzası üzerinde yapılan uygulamadan elde edilen bulgular, çalışmanın araştırma sorularına yanıt oluşturacak şekilde aşağıdaki gibi değerlendirilmiş ve tartışılmıştır. Bu değerlendirmede havzanın Budyko çerçevesine uyumu, memba ve mansabı arasındaki benzerlik veya farklılıklar ele alınarak incelenmiş ve Budyko eğrisinden olan sapmaların nedenleri ortaya konmuştur.

5.1. Havzanın Budyko Çerçevesine Uyumu, Membas-Mansap Benzerliği

Membas ve mansabı için ayrı ayrı yapılan uygulama ile Küçük Menderes havzasının Budyko çerçevesine uyumu belirlenmiştir. Yıllık olarak hesaplanan kuruluk indeksi-buharlaştırma oranı (ϕ, Ψ) değer çiftleri Budyko eğrisi etrafında saçılma göstermiş, bu saçılma mansapta membaya göre daha dar bir aralıkta kalmıştır. On yıllık (ϕ, Ψ) değer çiftlerinin ise Budyko eğrisi ile olan uyumu yıllık değerlere göre daha iyidir. Bu uyum, yıllık zaman aralığındaki değişkenliğin on yıllık ortalama değerlere geçildiğinde azalması ile açıklanabilir. Burada, Budyko eğrisinin uzun dönem havza akım karakteristiklerinin belirlenmesi amacıyla kullanılabilen parametrik olmayan bir yöntem olduğu vurgulanmalıdır. Dolayısıyla, havzanın Budyko çerçevesine uyumuna yıllık değerlerden çok on yıllık değerlerle ve hatta her bir havzanın gözlem süresi için hesaplanan tek bir değer ile karar vermek daha uygun olacaktır. Yıllık (ϕ, Ψ) çiftlerinden memba ve mansap için gözlem süresine ait hesaplanan ortalama değerler Budyko eğrisine yakın bulunmuştur. Membas Fu eğrisi Budyko eğrisinin altında, mansap Fu eğrisi ise üstünde kalmıştır. Membas eğrisi ile ilgili bu bulgu, 1982 ve 1999 yıllarında uzun dönem ortalamasının üstünde yağış düşmesi ile ilgilidir.

Kullanılan verinin nicelik ve niteliği de elde edilen bulgular üzerinde önemli derecede etkilidir. Yağışın alansal dağılımının daha fazla sayıda MGİ ile temsil edilmesi beklenir. Bu çalışmada memba yağışı sadece bir MGİ ile temsil edilmiş, mansap yağışı için buna ek olarak ikinci bir MGİ'ye ait veri kullanılmıştır. Membadaki AGİ ve MGİ'nin ortak gözlem süresi,

bulguları çıkarım haline getirecek yeterli uzunlukta değildir. Buna rağmen, bulgular havzanın Budyko eğrisine uyumunu ortaya koymaktadır. Verinin nicelik ve niteliğinde gelecekte sağlanacak gelişmeler, bulguların havzanın Budyko eğrisi ile olan uyumunu ayrıca pekiştirmesi beklenebilir.

5.2. Budyko Eğrisinden Sapma

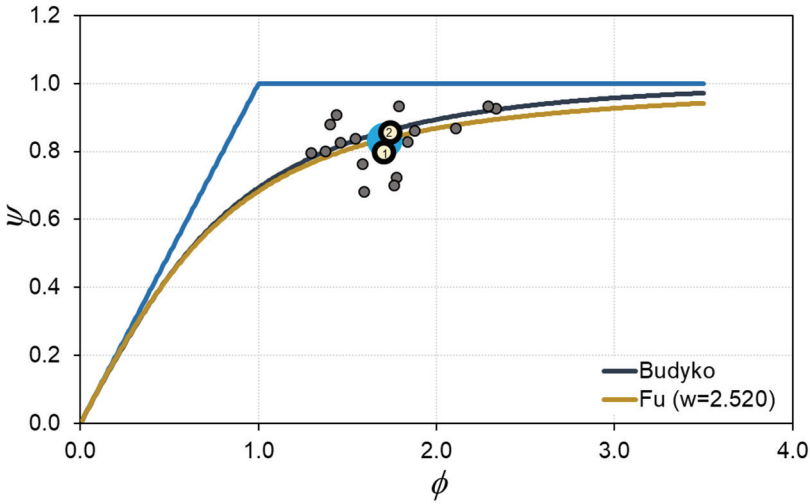
Bulgular, gözlem süresinin 10 yıllık dönemleri için hesaplanan ortalama (ϕ, ψ) değer çiftlerinin genel olarak hem membada hem de mansapta Budyko eğrisinin yatay ve düşey ekseninde zamanla ilerlediğini göstermektedir (Şekil 5 ve 6). Yatay eksenindeki sağa doğru ilerleme, kuruluk indeksinin artması demektir. Kuruluk indeksinin tanımı gereği (Denklem 3), bu aynı zamanda potansiyel evapotranspirasyonun artması ya da yağışın azalması ile aynı anlamı taşımaktadır. Thorntwaite yöntemi ile hesaplanan potansiyel evapotranspirasyon sıcaklık ile doğru orantılıdır. O halde eğrinin yatay eksenindeki sağa doğru ilerleme, havza iklim koşullarının daha çorak olacağını göstermektedir. Düşey ekseninde yukarı doğru ilerleme ise gerçek evapotranspirasyonun artması ya da yağışın azalması anlamına gelmektedir. Bu her iki durumda, süreklilik denklemi (Denklem 7) gereği havza çıkışındaki debi azalmaktadır. Bu da havzanın kuruma eğilimine girdiğini göstermektedir.

Havzanın mansabında on yıllık ortalama değerler eğrinin üzerinde veya üstünde iken havzanın memba kısmında on yıllık ortalama değerler Budyko eğrisinin altında kalmaktadır (Şekil 5 ve 6). Bu durum, havzanın mansabının membaya kıyasla daha çok kurumaya eğilimli olduğunu göstermektedir. Bazı yıllarda mansabında sulak karakter bile gösterebilen Küçük Menderes havzası genel karakter olarak kuru yarı sulak ve yarı kurak iklim sınıfları arasında kalan bir iklim karakteristiği sergilemiştir. On yıllık incelemede belirgin bir şekilde kendini gösteren bu genel iklim karakteri havzanın bilinen Akdeniz iklimi ile uyumludur [35]. Uzun yıllar ortalamasına göre, havza membası kuru yarı sulak iklim sınıfındadır, mansapta ise havza kuru yarı sulak çoraklığı en alt sınırdan yaşamaktadır [28].

Gözlem süresince havza, genel anlamda Budyko çerçevesine uymakta ve eğriyi takip etmektedir ancak belli dönemlerde eğriden sapmalar gözlenmiştir. Budyko eğrisinden en belirgin şekilde meydana gelen sapma, havzanın membasında 1982 ve 1999 yıllarında gerçekleşmiştir (Şekil 5). Budyko eğrisinden olan sapmalarının diğer yıllardan fazla olmasından dolayı 1982 ve 1999 yıllarına ait iki nokta aşağıda detaylı olarak değerlendirilmiş ve tartışılmıştır. Öncelikle bu yıllarda ψ değerlerinin neden bu kadar düşük olduğu sorgulanmalıdır. Denklem 2'ye göre, ψ değerinin düşük olması, belli bir yıllık yağış için gerçek evapotranspirasyonun düşük olması demektir. O halde süreklilik denklemine (Denklem 7) göre, bu yıllarda debi büyüktür. Bu kez, havza çıkışında debinin büyük olmasının nedeninin ortaya konması gerekir.

DSİ günlük akım verilerine göre, gözlem süresi boyunca AGİ'de kaydedilen ortalama akış hacmi 8.64 milyon m³'tür. Buna karşın, 1982 yılında toplam 18.91 milyon m³'lük akış hacmi kaydedilmiş ve bunun 5.06 milyon m³'ü (yıllık toplam akış hacminin %26.8'i) Mart ayında gerçekleşmiştir. 1999 yılında ise toplam 22.15 milyon m³ akış hacmi ortaya çıkmış ve bunun 12.20 milyon m³'ü (%55.1'i) Şubat ayında meydana gelmiştir. Bu iki ayda akışın ortalamanın çok üstünde olmasının öncelikli nedeninin ay içinde düşen yağış olabileceği düşünülmüştür. Aylık yağış verilerine göre 1982 Mart ayında 81.4 mm yağış düşmüştür. 1982 yılının toplam yağışı 492 mm'dir. Bu ayın yıl içindeki payı %16.5'tir. 1999 Şubat ayında ise 206.1 mm yağış düşmüştür. 1999 yılının toplam yağışı 479.9 mm'dir. Bu ayın da yıl içindeki payı

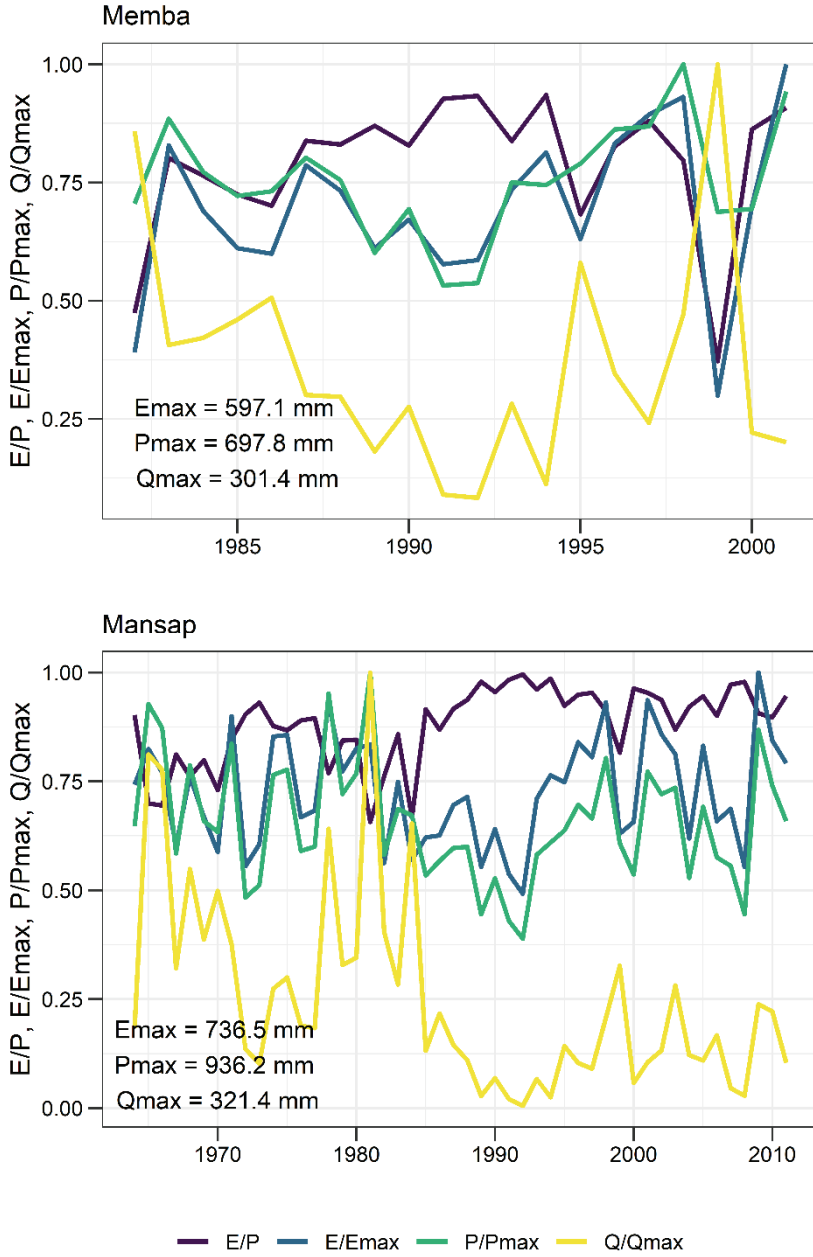
%42.9'dur. MGİ'de 1982 ve 1999 yıllarında birer ayda yoğunlaşmış yağış fırtınaları söz konusudur. Bu yağış fırtınalarının ay boyunca gerçekleşmediği, ay içinde birkaç günlük kısa dönemlerde meydana geldiği günlük yağış verilerine bakıldığında ayrıca görülmüştür. Yağışlar, 1982 yılı için 12-17 Mart arası altı günde meydana gelmiş; 1999 yılı için ise 1-10 Şubat arası 10 günde yoğunlaşmış, 12-19 Şubat ve 22-25 Şubat arası yine şiddetli yağışlar gözlenmiştir. Bu yağış fırtınaları, yüksek akış hacimlerine neden olmuş; bu aylarda gerçek evapotranspirasyonun yağış içindeki payı (buharlaşma oranı) azalmıştır. Bu azalma yıllık buharlaşma oranına da yansımış, E/P küçülmüştür. Bu iki yıldaki noktaların ψ değerlerinin düşük olmasının nedeni budur. Bu şekilde açıklandığı üzere ekstrem olmalarından dolayı bu iki yıla ait noktalar hariç tutularak Fu eğrisi tekrar oluşturulmuş ve Şekil 7'te verilmiştir. Ekstrem değer taşıyan bu iki noktanın baskın etkisinin ortadan kalkmasıyla Fu eğrisi Budyko eğrisine yaklaşmıştır.



Şekil 7 - Küçük Menderes Havzası memba Budyko eğrisi ve 1982 ve 1999 yılları hariç tutularak belirlenen Fu eğrisi. Küçük noktalar yıllık değerleri, numaralı noktalar 1982 ve 1999 yılları hariç tutularak hesaplanan 10 yıllık değerleri ve büyük (mavi) nokta yine bu iki yıl hariç gözlem süresini temsil eden değeri göstermektedir. 10 yıllık değerlerden 1 numaralı nokta 1982-1990, 2 numaralı nokta 1991-2000 yıllarının ortalamasını temsil etmektedir.

5.3. Tartışma

Budyko eğrisi, parametrik olmayan yapısı ve aylık zaman ölçeğindeki sınırlı veri talebi ile pratik amaçla kullanılabilir. Budyko eğrisi, havzanın yer aldığı bölgenin iklim karakterinin havza hidrolojisine olan etkisini göstermektedir. Gözlemlerin Budyko eğrisi ile olan uyumunun yeterli olmaması halinde parametrik eğrilere başvurulabilir. Bu amaçla kullanılmak üzere akla gelen ilk örnek Fu eğrisidir. Bu eğri bir parametrelidir. Denklemin parametresi her ne kadar fiziksel bir anlam taşımasa da havza yağış-akış ilişkisinde etkin iklim, morfoloji, arazi kullanımı, bitki örtüsü, topografya gibi tüm özelliklerin etkisini toplu halde barındırmaktadır.



Şekil 8 - Küçük Menderes havzasının memba ve mansabında E/P , $E/Emax$, $P/Pmax$, $Q/Qmax$ 'ın gözlem süresi boyunca gidişi

Çalışmada, sürekli ve mümkün olduğunca müdahalesiz verisi olan AGİ ile AGİ'yi temsil eden ve AGİ ile olabildiğince uzun ortak gözleme sahip MGİ'ye ihtiyaç vardır. Küçük Menderes havzasında azımsanmayacak sayıda AGİ ve MGİ olmakla birlikte bu kısıt altında nehir havzasının memba ve mansabını temsil edecek şekilde 2 AGİ ve 2 MGİ belirlenmiş; çalışma bu veri seti ile gerçekleştirilmiştir. Bu veri seti ile elde edilen bulgular Budyko eğrisinin Küçük Menderes havzası özelinde kullanılabilirliğini ortaya koyacak yeterli bilgi sunmuştur. Budyko eğrisinin veri varlığı bakımından zengin başka havzalara uygulanmak suretiyle kullanımının geliştirilmesi mümkündür. Akarsu havzasının memba ve mansabı genel olarak Budyko çerçevesi ile uyumlu bulunmuş ancak Budyko eğrisi kullanılarak yapılan hesaplara göre, havzanın membası için beklenenin üstünde, mansabı için beklenenin altında akım elde edilmiştir. Havzanın Budyko eğrisi ile uyumunun yeterli olmaması halinde bir parametrelili Fu eğrisi parametresi kalibre edilmek suretiyle alternatif olarak kullanılabilir. Memba ve mansap sonuçlarındaki bu farkın kullanılan veri kümesinin nicelik ve niteliği ile ilişkilendirilebilecek sınırlamadan kaynaklandığı düşünülmektedir. Buna rağmen, hem memba hem de mansapta akımın giderek azaldığı yönündeki kayıtlı zaman serisindeki gözlem, Budyko eğrisi tarafından da teyit edilmiştir. Küçük Menderes havzası için çıkarım niteliğinde bulgulara ulaşmak için daha fazla sayı gözlem istasyonunun daha uzun ve nitelikli verisi ile benzer bir çalışma yapılması önerilmektedir. Çalışmanın ülkemizin diğer havzalarına da uygulanması ayrıca gereklidir. Çünkü mevcut literatür incelendiğinde ülkemiz akarsu havzaları için Budyko eğrisine dayanan su bütçesi ile ilgili bir araştırma çalışmaya rastlanmamıştır.

Yıl ya da yıldan uzun zaman aralıklarında kullanılabilen Budyko eğrisi, uzun dönem havza hidrolojik karakteristiklerini belirlemede yararlıdır. Havzanın Budyko eğrisine uyumunun tespit edilmesi ile önemli bir pratik sonuç elde edilir. Budyko eğrisine uyumu ortaya konan bir havzada aylık ortalama sıcaklık ve aylık toplam yağışın bilinmesi halinde aylık ortalama debi hesap edilebilir. Bu yanıyla, Budyko eğrisi akım ölçümü olmayan havzaların su kaynaklarını planlamada su bütçesi hesabı için uygulamacılara önemli bir avantaj sağlar. Öte yandan, iklim değişim modelleri çıktılarını kullanan havza hidrolojik modelleri ile gelecekteki akım hesabı yapılmaktadır. Bunun için genellikle çok sayıda olan model parametrelerinin kalibre edilmesi gerekir ve bunun için detaylı veriye ihtiyaç vardır. Yağış-akış ilişkisini ortaya koyan hidrolojik modeller gün veya saat gibi kısa zaman aralıklarında kullanılmaktadır. Budyko eğrisi ise aylık verilerden yola çıkarak yıl ve yıldan uzun dönemler için su bütçesi hesabı yapmaktadır. Bu şekilde değerlendirildiğinde Budyko eğrisinin hidrolojik modellere alternatif olabileceği düşünülemez. Ancak su bütçesi hesabı ya da havza planlama çalışmalarında, detaylı havza hidrolojik modelleri ile kısa zaman aralıklarında üretilen akımlardan elde edilen yıllık akımları kullanmak yerine parametre kalibrasyon kolaylığı ve hesap pratikliği bakımından Budyko eğrisi tercih edilebilir. Budyko eğrisine uyumu ortaya konan bir havza için farklı senaryolara dayanan iklim değişim modellerinden elde edilen aylık ortalama sıcaklık ve yağış verileri kullanılarak akım hesaplanabilir. Bu araştırma konusu, çalışmanın gelecekte yapılmak üzere sunduğu bir artı değerdir.

6. SONUÇLAR

Standart Budyko eğrisi veya eşdeğeri olan parametrik eğriler, su kaynaklarını planlama çalışmalarında uygulamacı kurumlara havza su bütçesi hesabında önemli bir kolaylık sağlayacaktır. Budyko eğrisi özellikle akım ölçümü olmayan havzalarda uzun dönem debi

hesabında yarar sağlayacaktır. Küçük Mendres havzası üzerinde sınırlı veri ile yapılan uygulama Budyko eğrisinin bu amaçla kullanılabilmesi yönünde teşvik edici bulgular ortaya koymuştur. Budyko eğrisi sayesinde akım ölçümü olmayan akarsu havzalarında su kaynaklarının etkin bir şekilde planlanması ve yönetilmesi de mümkün olacaktır.

Semboller

E	: Gerçek evapotranspirasyon
E_p	: Potansiyel evapotranspirasyon
$KOKH$	: Ortalama karesel hatanın karekökü
n	: Gözlem periyodundaki yıl sayısı
P	: Yağış
Q	: Akım
ΔS	: Havza su depolama sistemindeki değişim
Δt	: Zaman aralığı
ϕ	: Kuruluk indeksi
Ψ	: Buharlaşma oranı
ω	: Fu parametresi

Teşekkür

Bu çalışma, TÜBİTAK 3501 programı çerçevesinde önerilen 224M652 no.lu "Budyko eğrisinin uzun dönem su bütçesi hesabında kullanılması ve akım ölçümü olmayan havzalara uygulanması" başlıklı projenin ön çalışmalarına dayanmaktadır. Bu çalışma sırasındaki desteğinden dolayı Prof. Dr. Hafzullah Aksoy'a çok teşekkür ederim.

Kaynaklar

- [1] Budyko, M. I. Climate and Life, (p. 508). New York: Academic Press, 1974.
- [2] Milly, P. C. D., Climate, soil water storage, and the average annual water balance. Water Resour. Res., 30(7), 2143–2156, 1994.
- [3] Yang, D., Sun, F., Liu, Z., Cong, Z., Lei, Z., Interpreting the complementary relationship in non-humid environments based on the Budyko and Penman hypotheses. Geophys. Res. Lett., 33, L18402, 2006.
- [4] Bouchet, R., Evapotranspiration réelle et potentielle, signification climatique. IAHS Publication, 62, 134–142, 1963.

- [5] Gerrits, A.M.J., Savenije, H.H.G., Veling, E.J.M., Pfister, L., Analytical derivation of the Budyko curve based on rainfall characteristics and a simple evaporation model, *Water Res. Res.*, 45, W04403, 2009.
- [6] Zhao, J., Wang, D., Yang, H., Sivapalan, M., Unifying catchment water balance models for different time scales through the maximum entropy production principle, *Water Res. Res.*, 52, 7503–7512, 2016.
- [7] McMahon, T. A., Laaha, G., Parajka, J., Peel, M. C., Savenije, H. H. G., Sivapalan, M., Szolgay, J., et al., Prediction of annual runoff in ungauged basins. In G. Blöschl, M. Sivapalan, T. Wagener, A. Viglione & H. H. G. Savenije (Eds.), *Runoff predictions in ungauged basins: Synthesis across processes, places and scales* (p. 465). Cambridge, UK: Cambridge University Press, 2013.
- [8] Nistor, M.M., Man, T.C., Water availability variation under climate change in Turkey during 21st century, *Carpathian Journal of Earth and Environmental Sciences*, 14(1), 2019.
- [9] Dooge, J. C. I., Sensitivity of runoff to climate change: A Hortonian approach. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 73(12), 2013–2024, 1992.
- [10] Guo, J., Li, H., Leung, L., Guo, S., Liu, P., Sivapalan, M., Links between flood frequency and annual water balance behaviors: A basis for similarity and regionalization, *Water Res. Res.*, 50, 937–953, 2014.
- [11] Chen, X., Sivapalan, M., Hydrological basis of the Budyko curve: Data-guided exploration of the mediating role of soil moisture, *Water Res. Res.*, 56, e2020WR028221, 2020.
- [12] Kampf, S. K., Burges, S. J., Hammond, J. C., Bhaskar, A., Covino, T. P., Eurich, A., et al., The case for an open water balance: Re-envisioning network design and data analysis for a complex, uncertain world, *Water Res. Res.*, 56, e2019WR026699, 2020.
- [13] Eagleson, P. S., Climate, soil, and vegetation, 4. Expected value of annual evapotranspiration”, *Water Res. Res.*, 14(5), 731–739, 1978.
- [14] Eagleson, P. S., Ecological optimality in water-limited natural soil-vegetation systems, 1. Theory and hypothesis, *Water Res. Res.*, 18(2), 325–340, 1982.
- [15] Sivapalan, M., Process complexity at hillslope scale, process simplicity at the watershed scale: Is there a connection?, *Hydrol Process*, 17(5), 1037–1041, 2003.
- [16] Nistor, M. M., Man, T. C., Water availability variation under climate change in Turkey during the 21st century, *Carpathian J. Earth and Environ. Sci.*, 14(1), 2019.
- [17] Unnisa, Z., Govind, A., Lasserre, B., Marchetti, M. Water Balance Trends along Climatic Variations in the Mediterranean Basin over the Past Decades. *Water*, 15, 1889, 2023.
- [18] Cevahir F.Y.E., Hydrologic sensitivity of a critical turkish watershed to inform water resource management in an altered climate. Yüksek Lisans tezi, Washington State Universities, 2019.

- [19] Cevahir, F.Y.E. Adam, J.C. Liu, M. Sheffield, J., Hydrologic Sensitivity of a Critical Turkish Watershed to Inform Water Resource Management in an Altered Climate. *Hydrology*, 11, 64, 2024.
- [20] Okkan, U., Ersoy, Z.B., Kumanlioğlu, A.A., Fıstıkoğlu, O. Embedding machine learning techniques into a conceptual model to improve monthly runoff simulation: A nested hybrid rainfall-runoff modeling, *J Hydro*, 598, 126433, 2021.
- [21] Ersoy, Z. B. Dinamik su bütçesi modeline makine öğrenmesi entegrasyonu ile aylık akış tahminlerinin iyileştirilmesi. Yayınlanmamış yüksek lisans tezi. Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 2021.
- [22] Ersoy, Z. B, Okkan, U, Fıstıkoğlu, O. Hybridizing a Conceptual Hydrological Model with Neural Networks to Enhance Runoff Prediction , *MJAIS*, 3(1), 2022.
- [23] Ersoy, Z. B., Okkan, U., & Fıstıkoğlu, O., Dinamik su bütçesi modeline destek vektör regresyonu entegrasyonu. *Uludağ Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Dergisi*, 27(1), 237-250, 2022.
- [24] Okkan, U., Fıstıkoğlu, O., Ersoy, Z.B., Noori, A.T., Analyzing the uncertainty of potential evapotranspiration models in drought projections derived for a semi-arid watershed, *Theor. Appl. Climatol*, 155, 2329-2346, 2024.
- [25] Noori, A.T., Hazne işletme optimizasyonu için parametrik bir simülasyon modelinin geliştirilmesi, Yüksek Lisans tezi, İnşaat Mühendisliği Anabilim dalı, Fen Bilimleri Enstitüsü, Balıkesir Üniversitesi, 2023.
- [26] Schreiber, P., Über die Beziehungen zwischen dem Niederschlag und der Wasserführung der Flüsse in Mitteleuropa, *Z. Meteorol.*, 21(10), 441– 452, 1904.
- [27] Ol'dekop, E. M., On evaporation from the surface of river basins, *Trans. Meteorol. Obs.*, 4, 200, 1911.
- [28] Berghuijs, P., ve Greve W.R., A review of the Budyko water balance framework, *EGU2015-15654*, 2015.
- [29] Thornthwaite, C.W., An approach toward a rational classification of climate. *Geographical Review*. 38:55–94, 1948.
- [30] Blaney, H. F., and Criddle, W. D., Determining Water Requirements in Irrigated Areas from Climatological and Irrigation Data, U.S. Dept. Agriculture Soil Conservation Service, SCS-TP 96, 1950.
- [31] Hargreaves, G.H., Samani, Z.A., Estimating potential evapotranspiration. *J. Irrig. Drain. Div.*, 108 (3), 225e230, 1982.
- [32] Allen, R. G., Pereira, L. S., Raes, D., Smith, M., Crop evapotranspiration Guidelines for computing crop water requirements, *FAO Irrigation and Drainage Paper 56*, Food and Agriculture Organization of the United Nations, 1998.
- [33] Fu, B. P., On the calculation of the evaporation from land surface. *Scientia Atmospherica Sinica*, 5, 23–31, 1981.

- [34] Greve, P., Gumundsson, L., Orlowsky, B., Seneviratne, S.I., A two-parameter Budyko function to represent conditions under which evapotranspiration exceeds precipitation. *Hydrol Earth Syst Sci*, 20, 2195–2205, 2016.
- [35] Sarigil, G., Cavus, Y., Aksoy, H., Frequency curves of high and low flows in intermittent river basins for hydrological analysis and hydraulic design. *Stoch Environ Res Risk Assess* 38, 3079–3092, 2024.
- [36] Aksoy, H., Surface Water. In: Harmancioglu, N., Altinbilek, D. (eds) *Water Resources of Turkey*. World Water Resources, 2. Springer, Cham., 2020.
- [37] TUBITAK Marmara Research Center (MAM), *Havza Koruma Eylem Planları – Kucuk Menderes Havzası*, TÜBİTAK-Marmara Araştırma Merkezi, Ankara, 2010.
- [38] SYGM, *Küçük Menderes ve Gediz Havzası Su Tahsis Planlarının Hazırlanması*, Su Yönetimi Genel Müdürlüğü, Ankara, 2017.
- [39] SYGM, *İklim Değişikliğinin Su Kaynaklarına Etkisi*, Proje Nihai Raporu, Ek 8 – Küçük Menderes Havzası, Su Yönetimi Genel Müdürlüğü, Ankara, 2016.
- [40] SYGM, *Küçük Menderes Havzası Kuraklık Yönetim Planı*, Su Yönetimi Genel Müdürlüğü, Taşkın ve Kuraklık Yönetimi Dairesi Başkanlığı, Ankara, 2018.
- [41] SYGM, *Küçük Menderes Havzası Taşkın Yönetim Planı*, Su Yönetimi Genel Müdürlüğü, Taşkın ve Kuraklık Yönetimi Dairesi Başkanlığı, Ankara, 2019.
- [42] Yagbasan, O., Impacts of climate change on groundwater recharge in Kucuk Menderes River Basin in Western Turkey. *Geodin Acta*.28(3):209–222, 2016.
- [43] Yilmaz, D., Kocabaş İ., Küçük Menderes havzası su kaynakları üzerinde barajların etkisi. 5th International Symposium on Natural Hazards and Disaster Management (ISHAD2021) 5-7 November 2021, pp. 59-81, 2021.
- [44] Peksezer, A., Artificial recharge of groundwater in the Küçük Menderes river basin, Turkey. Thesis submitted to the Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science in Geological Engineering, Ankara, 2010.
- [45] Eris, E., Cavus, Y., Aksoy, H., Burgan, H.I., Aksu, H., Boyacioglu, H. Spatiotemporal analysis of meteorological drought over Kucuk Menderes River Basin in the Aegean Region of Turkey. *Theoretical and Applied Climatology* 142, 1515–1530, 2020.
- [46] Yildirim, I., Aksoy, H. Intermittency as an indicator of drought in streamflow and groundwater. *Hydrological Processes*, 36(6), e14615, 2022.
- [47] Aksoy H, Cavus Y, Sarigil G, Aksu H, Eris E, Boyacioglu H. Low flow characteristics of Kucuk Menderes River Basin, Turkey. *Proceedings of the 18th Annual Meeting of the Asia Oceania Geosciences Society (AOGS 2021)*, August 1–6, 2021, Virtual, pp. 91–93, 2022.

Implications of Higher Mode Effects on Seismic Shear Demand of Eccentrically Braced Frames with Short Link Beam

Ahmet M. YILDIRIM^{*1}
Bilge DORAN²
Yasin FAHJAN³



ABSTRACT

The capacity design philosophy primarily focuses on limiting the seismic shear force that will affect the structural system and has been widely accepted in the structural earthquake engineering community. However, several sources in the literature indicate that there are still some problematic points in this design philosophy. The main problem is that the proposed solution in this philosophy considers the first fundamental mode of the structural system but overlooks the effects of higher modes. This problem may lead to increased seismic shear force demand that is attempted to be limited by the capacity design philosophy. A similar problem with cantilever walls was first identified in the mid-1970s, and several solutions, which consider both dynamic effects and capacity design principles, were proposed in the relevant literature. Regarding Eccentrically Braced Frames (EBFs) with short link beam, no specific study on the dynamic amplification of shear force demand has been observed in the literature. However, other studies in different contexts have alluded to the possibility of such a phenomenon in EBFs and other steel frames. This study focuses on the dynamic amplification of shear force demands and determines its range using incremental dynamic analysis and multi-modal push-over analyses. Consequently, it has been demonstrated that limiting the shear force demand of the system, as recommended by the capacity design principles in all steel structure design specifications, is not possible. The use of a dynamic amplification factor is suggested to address non-ductile failure modes and enhance structural reliability. In this context, the current study examines the previously mentioned issue for eccentrically braced frames with short link beam in 4-story and 8-story buildings,

Note:

- This paper was received on August 30, 2024 and accepted for publication by the Editorial Board on February 24, 2025.
- Discussions on this paper will be accepted by September 30, 2025.

• <https://doi.org/10.18400/tjce.1540861>

1 Yildiz Technical University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Türkiye
metin.yildirim@std.yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0003-0501-5239>

2 Yildiz Technical University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Türkiye
doran@yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-6703-7279>

2 Istanbul Technical University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Türkiye
fahjan@itu.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0003-1254-4526>

* Corresponding author

representing low-rise and mid-rise buildings respectively. As a result, the seismic shear demands for EBFs found in Incremental Dynamic Analysis are significantly higher than those calculated by using capacity design principles for both 4-story and 8-story buildings. Additionally, the results from Incremental Dynamic Analysis have been comparatively examined with multi-modal push-over analyses. The internal force demands for elements of EBFs, especially in braces, increased due to the higher base shear demands, excluding the link beam.

Keywords: Eccentrically braced frames with short link beam, seismic shear demand, push-over analysis, incremental dynamic analysis, higher mode effects, incremental response spectrum analysis.

Highlights

- The study investigated the seismic shear force demand of eccentrically braced steel frames designed using the capacity design method, using two archetypal models representing low and medium-rise buildings.
- Numerous numerical analyses were conducted utilizing various nonlinear analysis methods, including single-mode push-over analysis, incremental dynamic analysis, and incremental response spectrum analysis.
- Significant findings indicate that the capacity design method may not always limit the seismic shear force demand in eccentrically braced steel frames. This is a crucial principle in earthquake-resistant structure design. It was observed that, similar to systems with spine-like structural elements, there could be dynamic amplification effects in addition to the strength presented in the seismic shear force demand.

1. INTRODUCTION

Eccentrically Braced Frames (EBFs) are structures that resist lateral loads, possessing high stiffness in the elastic range and demonstrating significant ductility and energy dissipation in the plastic range. In the EBF system, large eccentricities are intentionally introduced between the brace-to-beam connection and the beam-to-column joint to ensure that the link undergoes yielding in shear. EBFs are typically characterized by a distinct segment of the beam, termed the 'link beam,' which acts as a structural fuse. While ductile steel moment-resisting frames (MRFs) exhibit high ductility but low elastic stiffness, concentrically braced steel frames (CBFs) possess high elastic stiffness but tend to show low ductility due to the braces' buckling failure mode. EBFs effectively bridge this gap by combining the high ductility of MRFs and the elastic stiffness of CBFs. AISC 341 [1] outlines the seismic design method for EBFs, grounded in the capacity design philosophy. This philosophy posits that even when the links of EBFs are fully yielded and have undergone strain-hardening during earthquake events, the other components of the EBFs should retain their elastic properties.

By employing such structural fuses, the seismic shear demand of a building is constrained, aligning with the primary objective of the capacity design philosophy. Ensuring the accurate determination of seismic shear demand is paramount; it guarantees that, as intended, elements other than the link beam remain elastic. However, critiques in the literature highlight certain

shortcomings of this philosophy [2-3]. A fundamental challenge is that the philosophy doesn't fully account for the seismic shear force demand of the structural system, as it doesn't consider the effects of higher modes. This oversight might inadvertently increase the seismic shear force demand that the capacity design philosophy aims to limit. An elevated shear demand could lead to inelasticity in the other EBF elements, potentially causing the structure to unexpectedly collapse an outcome that's highly undesirable in earthquake-resistant design. Initial research on EBFs emerged in Japan during the early 1970s [4-5], where studies concentrated on the behavior of single-story and single-span EBFs under cyclic loads, deriving their force-displacement relationships. In the late 1970s, as a result of many experimental and numerical studies conducted by Popov et al. [6-14], especially the short link beams, it has been observed that the EBFs are very ductile and stable frames for resisting seismic loading.

In recent times, research endeavors concerning EBFs and link beams have primarily centered on the following domains: (1) The effects of material and cross-sectional properties of link beams on overstrength and cyclic behavior, as explored through experimental and numerical studies [15-21]. (2) The development and study of replaceable link beams, with a particular emphasis on bolted variants [22-25]. (3) Investigating the distribution of plastic deformation in multi-story buildings designed per the capacity design principles [26-33]. Outside these prevalent areas of study, literature on the collapse probability of EBFs is relatively sparse. Notably, a recent contribution to this niche topic was made by Qi et al. [34].

Despite the occurrence of the 1994 Northridge and 1995 Kobe earthquakes, detailed insights into the earthquake performance of EBFs remained scant. However, the 2010 and 2011 earthquakes in New Zealand provided an opportunity for extensive observations regarding the behaviors of EBFs during seismic events. Post-earthquake evaluations [35-36] highlighted EBFs in buildings of various heights of 2, 3, 5, 12, and 22-stories. These EBFs were either standalone or paired with steel moment-resisting frame systems and precast reinforced concrete systems. Notably, these structures exhibited pronounced plastic deformation demands on bond beams, with a few link beams even displaying cracks. Yet, no local or global collapses were reported for the buildings in question. Gardiner et al. [36] observed that the structures had withstood loads approximately double their original design specifications, still outperforming the current design benchmarks by about 1.7 times. The lone exception was a fracture in one link. The observed increase in seismic shear force demand, compared to the design level, suggests possible reasons. Overstrength in materials and systems is a likely contributor. Yet, the dynamic influence on shear force demand, potentially causing a rise in seismic load, is another pivotal area for discussion.

The dynamic amplification of seismic shear demand on cantilever walls was first identified by Blakeley et al. (1975) in the mid-1970s. In designing shear walls, the wall's flexural capacity is determined by considering overstrength, in alignment with capacity design principles. This capacity is used to find an inverted triangle load distribution which is similar to first mode shape. An additional concentrated load of 0.1 times the base shear is applied at the top of the wall to consider higher mode effects. However, Blakeley et al. [2] noted that during significant earthquakes, inertial forces, which are predominantly first mode until a flexural hinge forms at the base, undergo redistribution and are increasingly influenced by higher modes. Consequently, the locus of inertial force distribution can deviate, sitting either below or above the anticipated inverted triangle force distribution. This variance can lead to

the seismic shear demand at the wall's base or top being substantially higher than the stipulated design values. Indeed, after a plastic hinge emerges at the base of a cantilevered RC wall, inertia forces are redistributed within this transformed system, which can be conceptualized as a combination of a plastic hinge and an elastic spine (as depicted in Fig.1 - Case 2). Here, the elastic spine refers to the elastic behavior of the main lateral load-resisting system and represents the elastic portion of the structure, excluding the plastic hinges, in the mechanism formed after plastic hinging occurs. A similar phenomenon has been observed in strongback braced systems, as documented by Simpson [37].

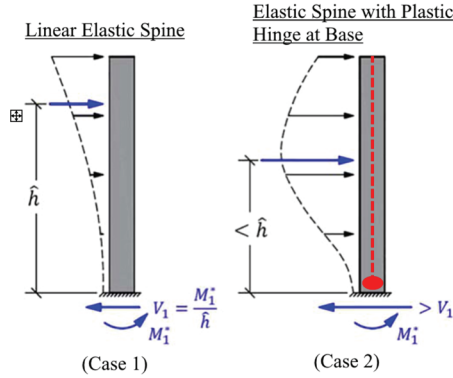


Fig. 1 - The inertia force distribution in before and after plastic hinge formation [37].

If an analogy is established between cantilever walls and EBFs, it's observed that after the formation of shear plastic hinges in all, or the majority of link beams, the distribution of inertial forces changes. This shift results in higher mode contributions becoming dominant instead of the first mode. MacRae [38] found a greater base shear demand in response history analyses than the expected global base shear capacity of the considered EBF archetypes. MacRae [38] also attributed this increase to the changing distribution of lateral inertial forces. A schematic explanation of the changing lateral load distribution is shown in Fig. 2.

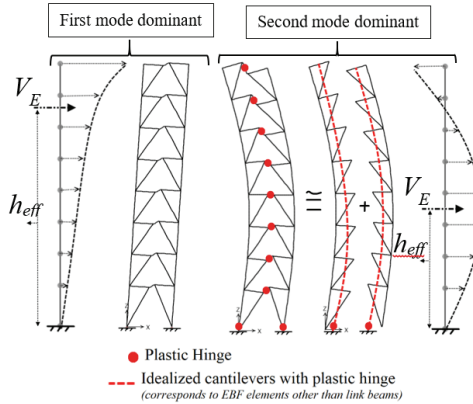


Fig. 2 - Change of inertia force distribution after yielding of all link beams and column base.

This paper initially focuses on the upper limits of seismic shear demands using three-dimensional (3D) push-over analysis (POA), which considers the first mode shape of buildings for load distribution. The results are then compared with the seismic shear demand computed using Incremental Dynamic Analysis (IDA). Furthermore, Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA) is included in this study to verify the IDA results and to determine the modal contribution to inertial forces.

All analyses have been performed on 4 and 8-story EBF (Eccentrically Braced Frame) archetypes, which were designed as part of a study conducted by NIST.TN.1863-3 [39]. In this study, several nonlinear dynamic analyses were carried out on these archetypes. It was found that the axial forces on the columns and braces of these structures are higher than those calculated using capacity design principles. It's important to note that an increase in these axial forces corresponds to an increase in seismic shear demand. NIST.TN.1863-3 [39] concluded that this might result from the link beam calibration with experimental test results, which indicated approximately a 15% higher overstrength than the $1.25 \times V_{pe}$ ($V_{pe} = R_y \times V_p$) used in the design as per AISC 341. However, Richards [40] argued that the increase in column axial forces cannot be solely explained by strain hardening and overstrength. Due to higher internal force demands than those calculated with the capacity design principle, some elements (such as columns and braces) that were intended to remain elastic experienced inelasticity. This issue was identified by Kobojevic et al. [29-30] through nonlinear time history analyses on buildings with varying numbers of stories. Similar results were also obtained by Crişan and Stratan [28]. This study aims to investigate the amplification of shear force demand due to nonlinear higher mode effects in EBFs.

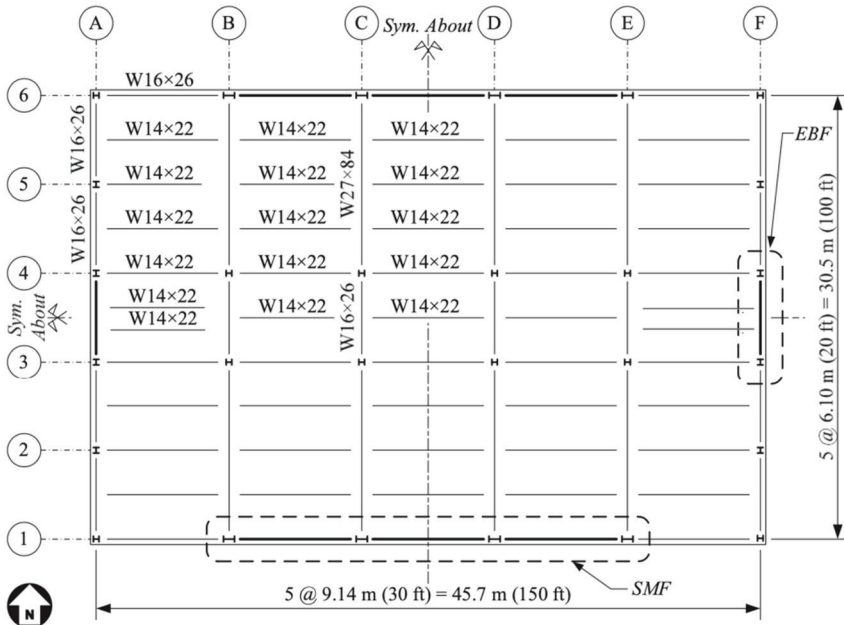


Fig. 3 - Typical floor plan.

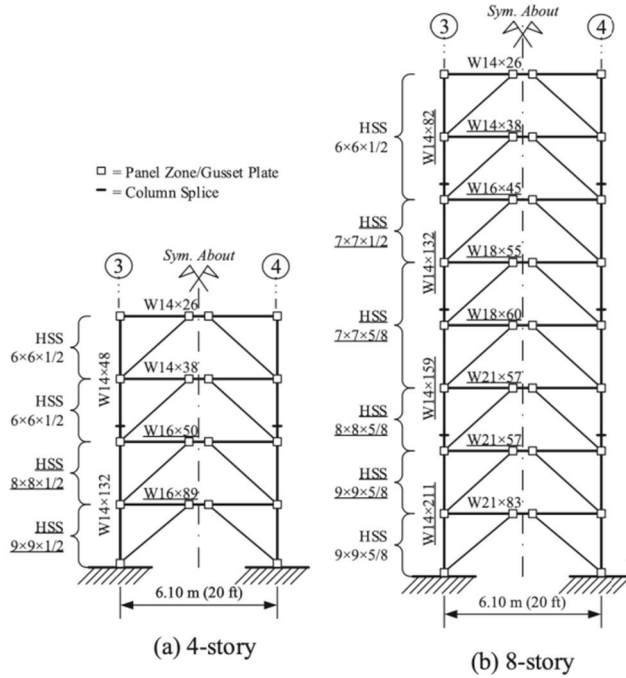


Fig. 4 - EBF elevations for the (a) 4-story, (b) 8-story buildings.

2. MODELING AND ANALYSIS

2.1. Archetype Models and Seismic Design Parameters

The 4 and 8-story buildings used in this study are based on the report NIST.TN.1863-3 [39] prepared by Speicher and Harris. They were designed using the Equivalent Lateral Force (ELF) method for floors other than the ground floor in both buildings. The width of linked bays (L) within the EBFs is 6.1 m, and the link length (e) is 0.76 m, giving an e/L ratio of roughly 0.13. The building floor plan and EBF elevations are illustrated in Figs. 3-4. The story heights are 5.486 m for the first floor and 4.267 m for the other floors. The column and beam cross-sections are wide flange US sections, while the brace cross-sections are tubular. Seismic force resistance in the N-S direction is provided by two perimeter EBFs, and in the E-W direction, Special Moment Frames are used as the seismic force resisting system. Seismic analysis and design parameters are presented in Table 1. The EBFs were designed in compliance with the seismic design requirements set forth in ASCE 7-10 [42] and AISC 341-10 [1]. The section compactness and capacity design requirements specified in AISC 341-10 [1] determined the brace sizes and initial column sizes. For the 8-story building, the plastic link rotation limits defined in AISC 341-10 [1] were the governing factor for column sizes. Due to the prescribed lateral force distribution in ASCE 7-10 [42], the elastic lateral drift of a slender braced frame can be more influenced by the global flexural mode of deformation rather than the shear mode. Drift and rotation angles taken from ASCE 7-10 and

AISC 341-10 are 2% and 8%, respectively. The analysis and design procedure described in the NIST.TN.1863-3 [39] report is illustrated in Fig. 5.

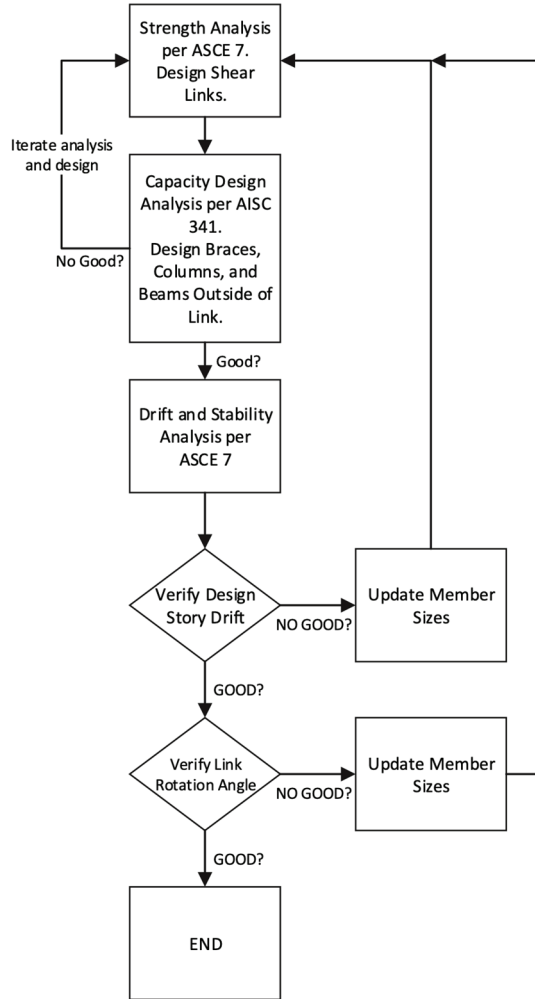


Fig. 5 - Flow chart of EBF design process [39].

The Effective Length Method, as outlined in AISC 360 §C1 [43], is used for the design of EBF elements, excluding the link beam. The effective length factor, K , was conservatively set as '1' to determine the nominal compression strength of these elements. The Redundancy Factor (ρ), equal to 1.3 for a single bay in the Seismic Force Resisting System (SFRS) as per ASCE 7-10 §12.3.4 [42], was however neglected in the design to minimize member overstrength contributions in the seismic performance assessment [44]. A minimum link depth of 14 inches (W14) was selected for connection constructability, which contributes to

the design overstrength of link beams in the upper stories where story shear demands are relatively low. HSS (Hollow Structural Section) sections are used as braces in the 4- and 8-story archetype buildings. The link plastic rotation is determined using the design story drift, calculated by amplifying the results of an elastic analysis. This provides a rough estimate of actual expected drifts. The inelastic drift can be calculated using the formula $\Delta_{in} = (C_d - 1) \Delta_e$, where C_d is the deflection amplification factor, set at 4 for eccentrically braced frames; Δ_e is the drift from an elastic analysis using the prescribed base shear; and Δ_{in} is the inelastic drift [45].

Table 1 - Seismic analysis and design parameters.

Parameters	4-story	8-story
S_s	1.50 g	1.50 g
S_1	0.60 g	0.60 g
F_a	1.00	1.00
F_v	1.50	1.50
S_{DS}	1.00 g	1.00 g
S_{D1}	0.60 g	0.60 g
Site Class	D	D
$C_U T_a$	0.90 sec	1.48 sec
$T_{comp.}$	1.04 sec	2.14 sec
Analysis Procedure	ELF	ELF
R, C_d, Ω_o	8, 4, 2	8, 4, 2
Importance Factor, I	1.00	1.00
Total Building Weight, W	22830 kN	47000 kN
Design Base Shear, V	1890 kN	2375 kN

2.2. Nonlinear Modeling and Analyses

Push-Over Analysis (POA) and Incremental Dynamic Analysis (IDA) of EBFs have been conducted using 3D models in the PERFORM-3D software [46], aiming to investigate the nonlinear higher mode effects on shear force demand. To ensure comparability with the NIST.TN.1863-3 [39] study, the following assumptions and simplifications were made during modeling and analysis: (1) Beam ends, as well as braces, are fixed to the column to approximate the gusset plate restraint; (2) The stiffness of the gusset plate connection is estimated by doubling the adjacent member stiffnesses over an estimated plate length of 0.46 m; (3) Floor slabs are modeled as semi-rigid membrane diaphragms with no out-of-plane bending stiffness and a 0.5 in-plane stiffness modifier to account for cracking at design loading, and the out-of-plane stiffness of the concrete deck is neglected; (4) Gravity load-carrying framing is modeled to capture P-Delta ($P-\Delta$) effects; (5) The gravity beams are modeled with pinned connections to minimize their strength and stiffness contributions to the seismic performance of the EBFs.

The model comprises linear frame elements and nonlinear discrete plastic hinges (located at the ends of columns, braces, beams outside the link, and at the middle of link beams). The plastic shear hinge model, taken from the report NIST.TN.1863-3 [39], has been calibrated with test data from that report and verified with the numerical model proposed in this study (see Fig. 6 and Fig.7). The shear hinge force-deformation model proposed by Speicher and Harris [44] follows a tri-linear backbone curve with limited hardening behavior, as provided in PERFORM-3D [46]. In past research on the nonlinear behavior of EBFs, the plastic shear hinge model developed by Ramadan and Ghobarah [47], or similar models, have been widely used. The key difference between the model used in this research, as proposed by Speicher and Harris [44], and the one developed by Ramadan and Ghobarah [47], lies in the definition of strain hardening; in the former, hardening is not limited and increases at a certain rate, while in this present study, hardening is limited. Consequently, the shear force demands likely to occur in the link beam are restricted at high earthquake intensities.

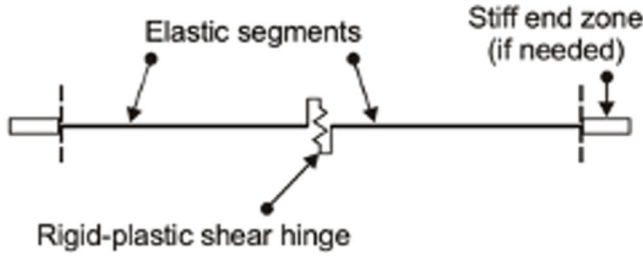


Fig. 6 - Frame element model for shear link

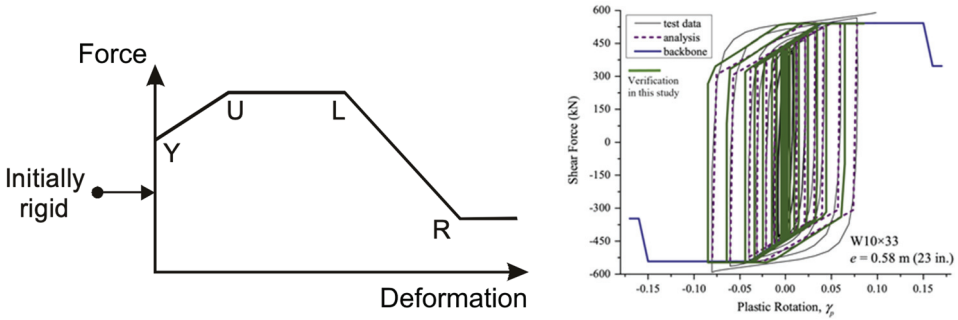


Fig. 7 - Shear link component backbone curves in PERFORM-3D (left), shear link hinge model calibration (right) [39].

The elements of the EBFs, except for the link beam, are modeled using moment-rotation hinges with axial interaction (i.e., PMM hinges see Fig. 8). These hinges have been assigned to the ends of the beams outside the link, as well as to the columns and braces, in order to capture potential nonlinearities in these members. Additionally, a nonlinear panel zone component model in PERFORM-3D [46] is utilized for the beam-to-column joint (see Fig.

9). The overall nonlinear modeling of the elements of the EBFs, except for the link beam schematically described in Fig. 10.

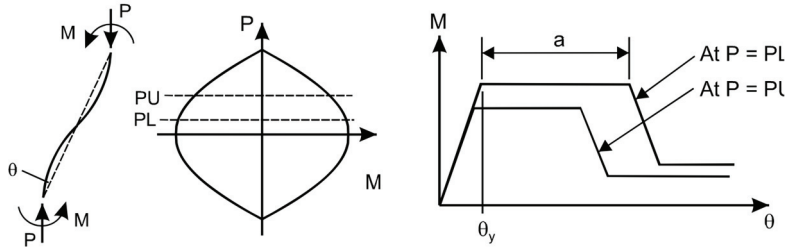


Fig. 8 - PMM Hinge (Steel Rotation Type) schematic definition in Perform 3D

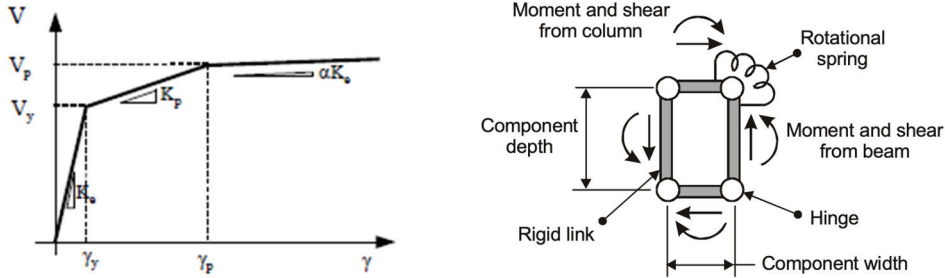


Fig. 9 - Panel zone force-deformation relationship (left), model for panel zone component (right)

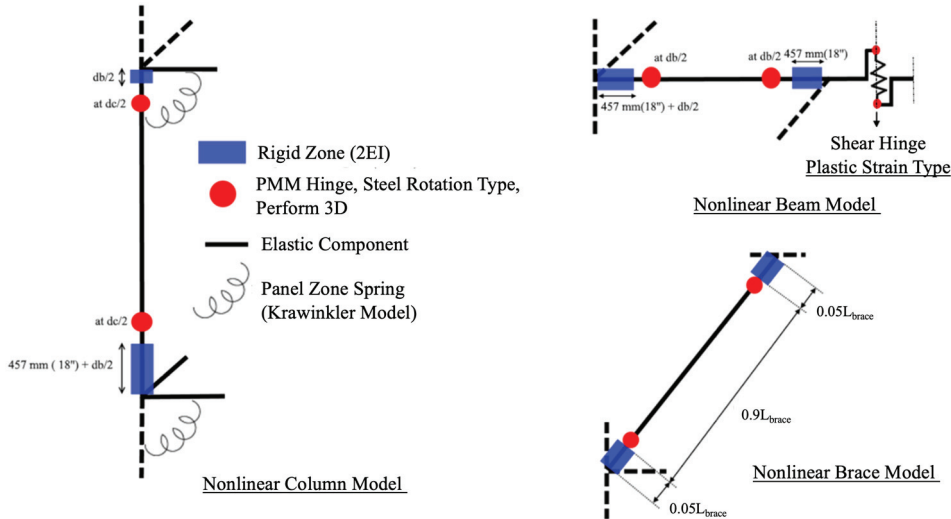


Fig. 10 - Nonlinear models for all EBF elements except the link beam.

POA has been performed using Fajfar's N2 method [48], while Vamvatsikos and Cornell's approach [49] was adopted for IDA. This analysis method offers seismic demand and capacity prediction through nonlinear dynamic analyses with scaled ground motion records. According to Vamvatsikos and Cornell [49], IDA data can enhance understanding of structural behavior and the relationship between static and dynamic responses. In this study, IDA curves showing roof displacement versus base shear are plotted for the archetype buildings, allowing comparison within the same coordinate system. The ground motion records used are from the NIST.TN.1863-3 report [39].

3. ANALYSIS RESULTS AND DISCUSSION

3.1. Seismic Base Shear Demand Calculation Using Capacity Design Principles

The variation of shear forces is illustrated in Fig.11, showing results from: (1) conducting a linear analysis using the Equivalent Lateral Force (ELF) method, (2) using the design shear strengths of the link beams as per AISC 341 [1] formulation, and (3) using the ultimate strengths of the link beams. Accordingly, following capacity design principles, the seismic base shear capacity of the archetype building can be calculated by summing the story shear forces, excluding the effect of the strength of the column-to-base connection. In Fig.11, story strengths are determined as $V_{i,story} = \sum V_i \times L_b/h_{sx}$ where L_b is the bay width, h_{sx} is the story height, and V_i is the design shear strength (design or ultimate) of the link.

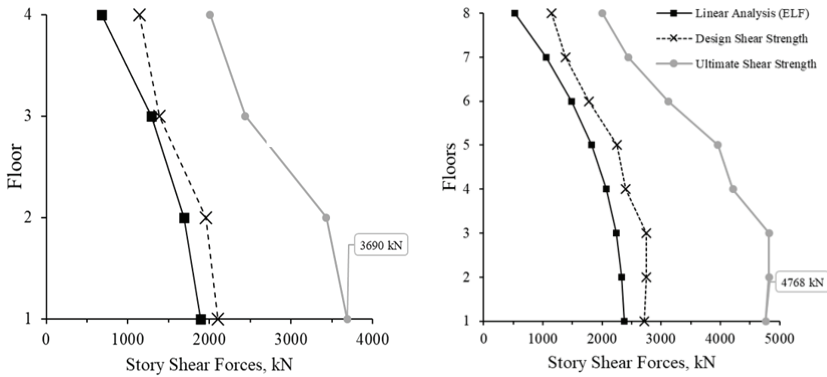


Fig. 11 - Story shear forces corresponding to ELF analysis and story strengths obtained with capacity design principles.

3.2. Push-over Analysis

The maximum seismic base shear capacity (limit) of the archetype buildings, designed in accordance with AISC 341 [1], has been determined using first mode-based 3D POA. The corresponding push-over curves are presented in Fig.12. The POA results from this study align well with those previously obtained by Speicher and Harris [44]. For the maximum base shear limit, values of 4099 kN for the 4-story building and 4800 kN for the 8-story building have been determined through POA. It is noteworthy that the values reported by Speicher and Harris [44] were 4087 kN and 4747 kN, respectively.

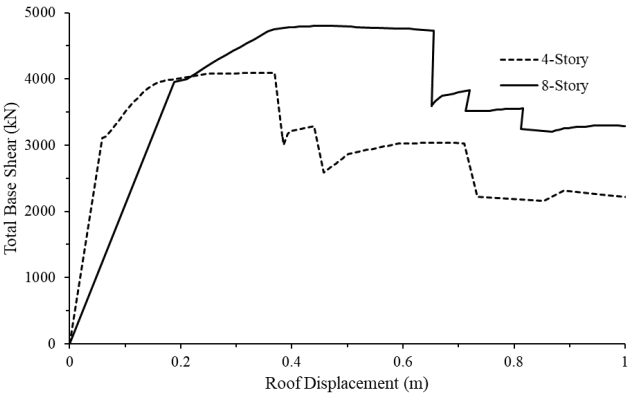


Fig. 12 - Push-over curves.

The top displacement demands of the archetype buildings have been determined using the N2 method [48] and are compared with the values obtained by Speicher and Harris in the NIST.TN.1863-3 report [39], as shown in Table 2. Additionally, these results will be compared with the IDA results discussed in Section 3.3.

Table 2 - Top displacement demands corresponding to seismic hazard levels (DBE and MCE).

Hazard Level	NIST.TN.1863-3		Present Study	
	4 - story	8 - story	4 - story	8 - story
Δ_{DBE} (m)	0.203	0.426	0.207	0.460
Δ_{MCE} (m)	0.305	0.640	0.313	0.693

Top displacement demands have also been compared with the results from NIST.TN.1863-3 [39], as shown in Table 2, and the maximum difference is about 7 percent between the mentioned study and the current study. This difference is considered acceptable, given that a different method (the N2 method) has been used in this study.

3.3. Incremental Dynamic Analysis

Within the IDA approach, nonlinear time-history dynamic analyses are carried out using a set of earthquake ground motions scaled to specific intensity levels. These ground motions are scaled using a factor that increases in certain increments (e.g., 0.05g, 0.1g). The IDA analysis for the archetype buildings has been conducted by applying the methodology proposed by Vamvatsikos and Cornell [49]. The ground motion records are listed in Table 3, and the elastic acceleration spectra, along with the code design spectra, are displayed in Fig. 13.

Top displacements and base shear values obtained from both IDA and POA are plotted in the same coordinate system in Figs. 14 and 15 for the 4-story and 8-story buildings, respectively. The ratio of the seismic base shear demand obtained in the IDA results to the maximum seismic base shear capacity determined in the POA is defined as the dynamic shear amplification (β_d). β_d values are calculated considering both the maximum and mean of the IDA results for each archetype at certain target top displacements, which are obtained in the POA conducted for Maximum Considered Earthquake (MCE) and Design Based Earthquake (DBE) hazard levels.

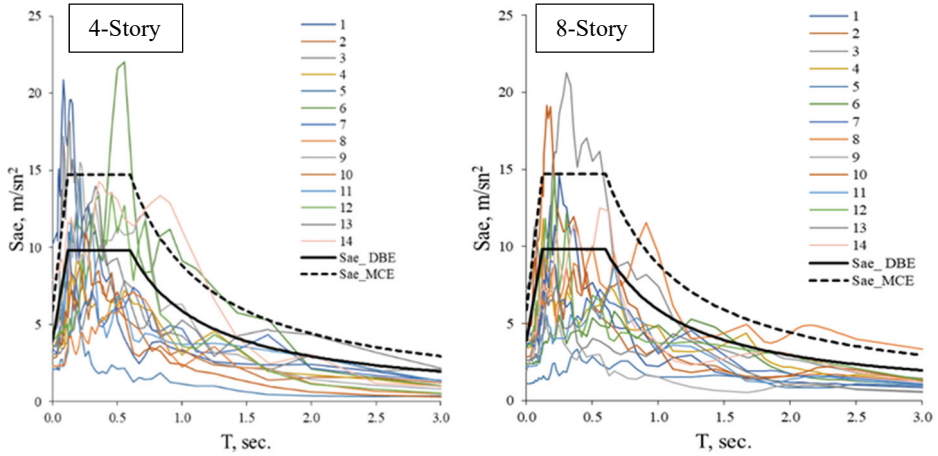


Fig. 13 - Elastic acceleration spectras of selected ground motion records with code design spectra.

Table 3 - Ground motion records used in this study [39].

4 - Story Building				8 - Story Building			
ID	Event Name	Station	Component	ID	Event Name	Station	Component
1	Cape Mendocino	Cape Mendocino	2	1	Imperial Valley	El Centro Array #11	2
2	Superstition Hills	Poe Road (temp)	2	2	Superstition Hills	Poe Road (temp)	2
3	Kocaeli, Turkey	Duzce	1	3	Duzce, Turkey	Bolu	1
4	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	1	4	Imperial Valley	Delta	2
5	Kocaeli, Turkey	Arcelik	1	5	Kocaeli, Turkey	Arcelik	2
6	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	2	6	Landers	Yermo Fire Station	1
7	Imperial Valley	Delta	2	7	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	1
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	2	8	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	2
9	Northridge	Canyon Country-WLC	2	9	San Fernando	LA - Hollywood Stor	2
10	Friuli, Italy	Tolmezzo	1	10	Manjil, Iran	Abbar	1
11	Loma Prieta	Gilroy Array #3	2	11	Kobe, Japan	Shin-Osaka	1
12	Landers	Coolwater	2	12	Loma Prieta	Gilroy Array #3	2
13	Manjil, Iran	Abbar	2	13	Hector Mine	Hector	1
14	Duzce, Turkey	Bolu	2	14	Northridge	Canyon Country-WLC	1

As observed in Figs. 14-15, the 4-story building retains its maximum base shear capacity at the MCE (Maximum Considered Earthquake) level, whereas the 8-story building does not,

experiencing a loss of about 25 percent of its maximum capacity. However, the performance evaluation of EBFs, as previously conducted in the technical report NIST.TN.1863-3 [39], is not within the scope of this study.

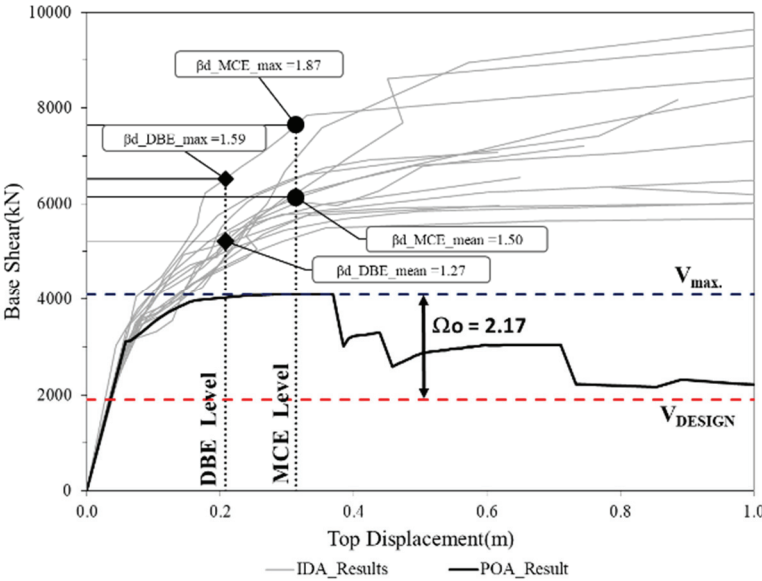


Fig. 14 - Capacity curves for 4-story building with the POA and IDA.

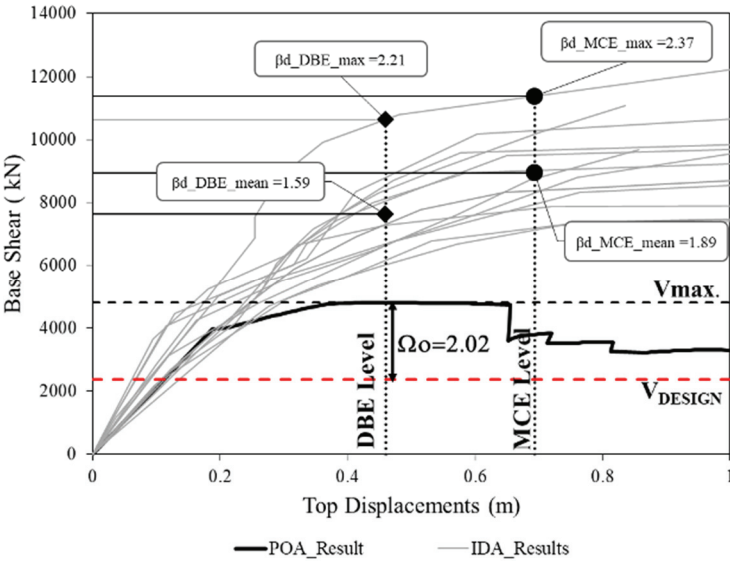


Fig. 15 - Capacity curves for 8-story building with the POA and IDA.

The seismic shear demands of EBFs found in the IDA are significantly higher than those in the POA. A statistical summary of the β_d values calculated at DBE and MCE levels is provided in Table 4. The seismic shear demands for both the 4-story and 8-story buildings, as determined by capacity design principles, POA, and IDA, are shown in Figs. 14-15 for comparison. All the story shear demands determined by IDA correspond to the DBE hazard level. It is evident from Fig. 16 that the story shear demands according to the mean of the IDA results are higher than those calculated by capacity design principles, particularly in the lower stories.

Due to the calibration of the shear hinge model with test data, the ultimate shear strength ($1.25R_yV_p$) of the link beam, as defined in AISC 341-10 [1], increases by 15 percent, as stated in NIST TN 1863-3 [39]. In this study, this increase is considered in both the push-over analysis (POA) and capacity design calculations. Therefore, the dynamic shear amplification obtained using incremental dynamic analysis (IDA) is refined to exclude any effects of overstrengthening and hardening. Concurrently, the shear link hinge model does not allow unlimited isotropic strain hardening. As a result, the dynamic amplification of story shear and internal force demands becomes evident in the results since the effect of calibration and unlimited isotropic hardening effect on β_d was excluded. Hence, the internal force demand in the EBFs elements, other than the link beam, is also expected to increase due to the dynamically amplified seismic shear demand. Although these elements are designed to remain elastic, the increase in internal force demand might lead to inelastic deformation demands.

Speicher and Harris [44], in their analyses for NIST.TN.1863-3 [39], observed an increase in axial force demand on columns and braces, attributing this to the calibration of the link beam with test data. However, Richards [40] suggested that the increase in column axial forces cannot be solely explained by strain hardening and overstrength. In our study, the calibrated hinge model is used, aiming to observe further amplification of seismic demand due to dynamic effects. The normalized axial force demands of columns and braces determined by the aforementioned analysis methods are illustrated in Figs. 17 -18.

Table 4 - Statistical Summary of IDA results.

β_d for 4-story				
	Max.	Min.	Mean	Mean+1 std.
DBE	1.59	1.14	1.27	1.40
MCE	1.87	1.29	1.50	1.65
β_d for 8-story				
	Max.	Min.	Mean	Mean+1 std.
DBE	2.21	1.26	1.59	1.85
MCE	2.37	1.48	1.86	2.12

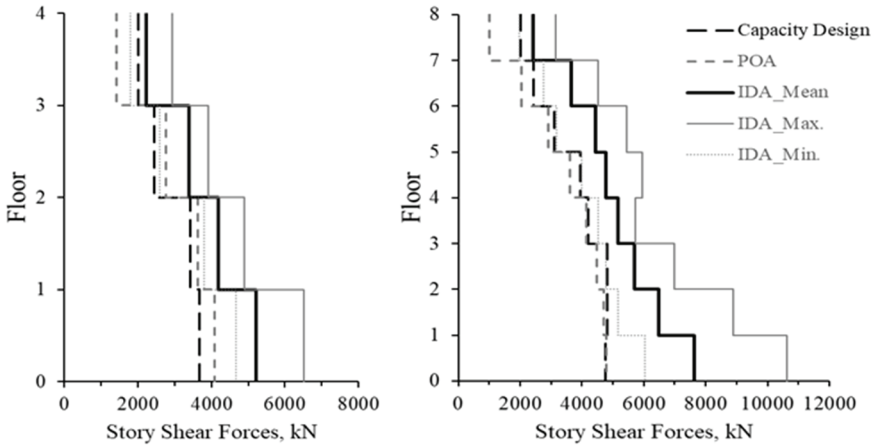


Fig. 16 - Story shear forces.

In Figs. 17-18, the axial force demands (P_u) obtained from the mentioned analyses are normalized against the axial demand (P_e) under the Equivalent Lateral Force (ELF) and presented according to the floor levels. In the determination of axial force demand in columns using capacity design calculations, AISC permits the multiplication of the ultimate link beam capacity by 0.88. However, this value was not applied in the capacity design analysis conducted in this study. The mean results of IDA and capacity design calculations show that the column axial force demands take similar values on the lower floors, while the values obtained with capacity design are lower than those from IDA in the upper stories. Nevertheless, when examining the curve in Figs. 14-15 corresponding to the maximum IDA results (at the DBE hazard level), it is observed that the axial force demands of the columns attain higher values.

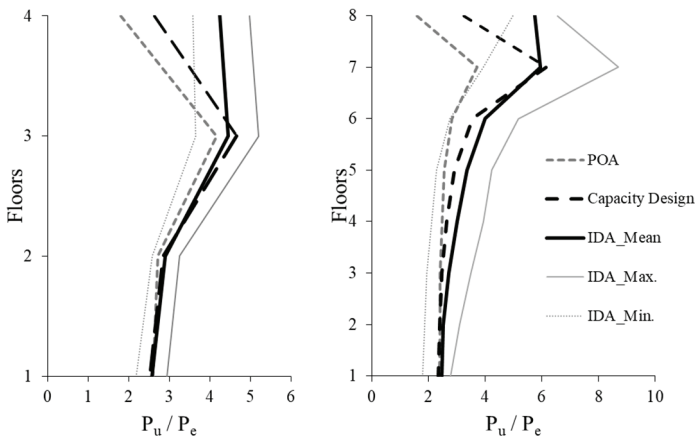


Fig.17 - Normalized column axial forces.

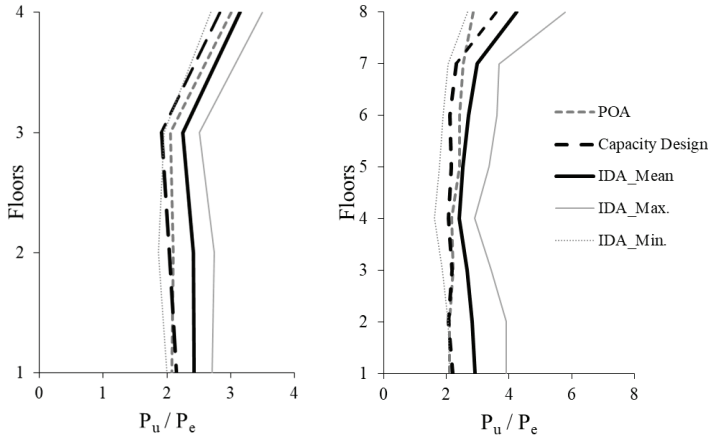


Fig. 18 - Normalized brace axial forces.

It is posited, based on observations from this study, that this increase could be attributable to dynamic shear amplification. Given that braces are the primary elements for transferring story shears, it is anticipated that their axial force demands of braces would be significantly influenced by the dynamic shear amplification. As depicted in Fig. 18, the axial demands of braces, corresponding to the mean of IDA results, are notably higher than those calculated using the capacity design principle. While this difference is consistent across all floors in 4-story buildings, it is found to be considerably larger in the lower and upper floors of 8-story buildings.

3.4. Incremental Response Spectrum Analysis

The contribution of different modes to seismic demand can be investigated using various modal decomposition methods. In this context, as graphically depicted in Fig. 19, each mode can hypothetically be considered to have its own hysteresis loop and modal capacity diagram. Modal parameters, such as periods, modal participation factors, and other generic response parameters of the structure, can be calculated at each time step of a time history analysis, taking into account both material and geometric nonlinearities. Using these nonlinear parameters, the equivalent static forces for each mode can be separately determined, allowing for an assessment of the contribution of higher modes to the inertia force distribution. Simpson [37] employed a similar method in her research on strongback braced frame systems. Alternatively, multi-mode push-over analysis can be used to evaluate the contribution of higher modes to the inertia force distribution. While there are different types of multi-mode push-over analysis, the Incremental Response Spectrum Analysis method (IRSA) [50] was employed in this study.

IRSA method is a multi-mode push-over analysis technique recommended for evaluating and designing buildings and bridges under seismic effects [50]. As illustrated graphically in Fig. 20, IRSA is developed as a process in which modal displacements are calculated incrementally until they reach their peak values, referred to as the inelastic spectral

displacements for each mode. This is achieved by applying a piecewise linear Response Spectrum Analysis (RSA) at each incremental step between the formation of two consecutive plastic hinges. With the modal displacement increments for each mode at each step, increments of all response quantities of interest, such as story displacements, story drifts, plastic hinge rotations, and internal forces, can be calculated using an appropriate modal combination rule. In the practical application of IRSA, the well-known equal displacement rule is employed, and the earthquake input is represented as an elastic response spectrum [50]. In this study, the method was used to examine the seismic shear force demands originating from higher modes in a more practical manner.

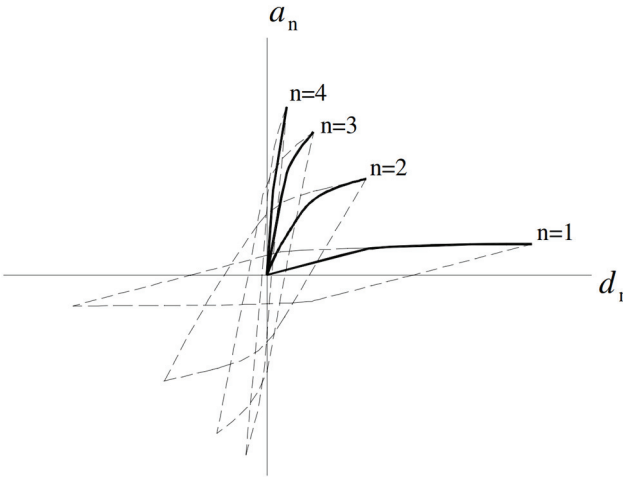


Fig. 19 - Hypothetic hysteresis loops and modal capacity diagrams (solid black lines) [50].

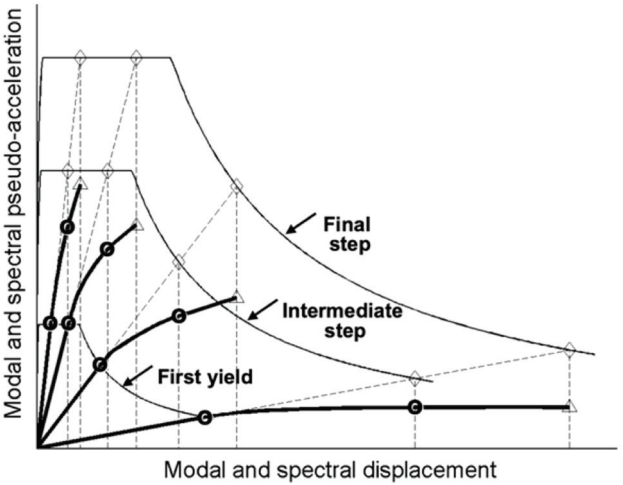


Fig. 20 - Scaling the modal displacements by monotonically increasing the response spectrum [50].

Incremental response spectrum analysis was utilized in a practical manner within the scope of this study, thanks to several assumptions listed below:

- a. Only the first two modes were considered in the IRSA analysis.
- b. The P-delta effect has been neglected. Given that this effect is not a significant factor in low-rise and braced structures, its omission is not expected to have a serious impact on the analysis of seismic shear force demand. Fig. 21 presents a comparative analysis of thrust curves obtained from IRSA and POA analyses. The results from IRSA Mode 1 are sufficiently consistent with the POA results. It is clear that there is no significant impact of neglected P-delta effect in the context of seismic shear demand, which is the main subject of this study.

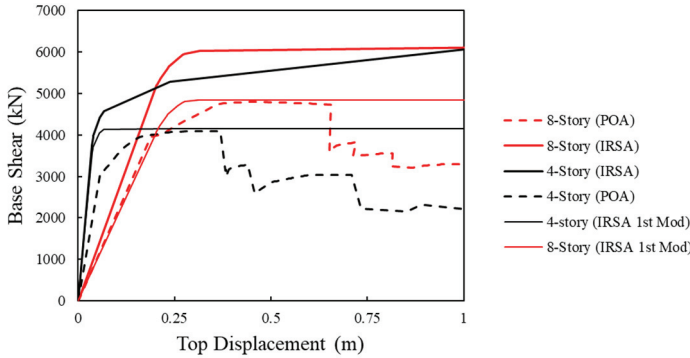


Fig. 21 - Comparison of POA and IRSA curves.

- c. The locations of plastic hinges are assumed to be fixed, corresponding to the mechanism state of the 1st mode. This assumption is consistent with the principles of capacity design.
- d. A bilinear elasto-plastic hinge model has been employed for the inelastic behavior of the link beam, where the hardening effect is not considered, and the ultimate shear capacity is specified to be equivalent to that described in Section 2.2 for the plastic hinge model.
- e. The potential plastic yielding in the braces has been disregarded, as the design is based on capacity design principles, which typically account for such effects.
- f. IRSA analyses were conducted with 2D (planar) model.

In Fig. 22. modal capacity diagrams for both modes obtained as a result of IRSA, as well as the push-over curves for each mode, are presented separately. Additionally, the push-over curve representing the combined effects of all modes, calculated using the SRSS method, is also provided. The curves referred to as Modal Capacity Diagrams in Fig. 22. represent the spectral acceleration and spectral displacement capacities of single-degree-of-freedom systems corresponding to different modes of the structure.

In Table 5, a comparison of the base shear forces obtained from all analyses is presented, and based on the results of the push-over analyses, a comparison factor (β_k) has been calculated.

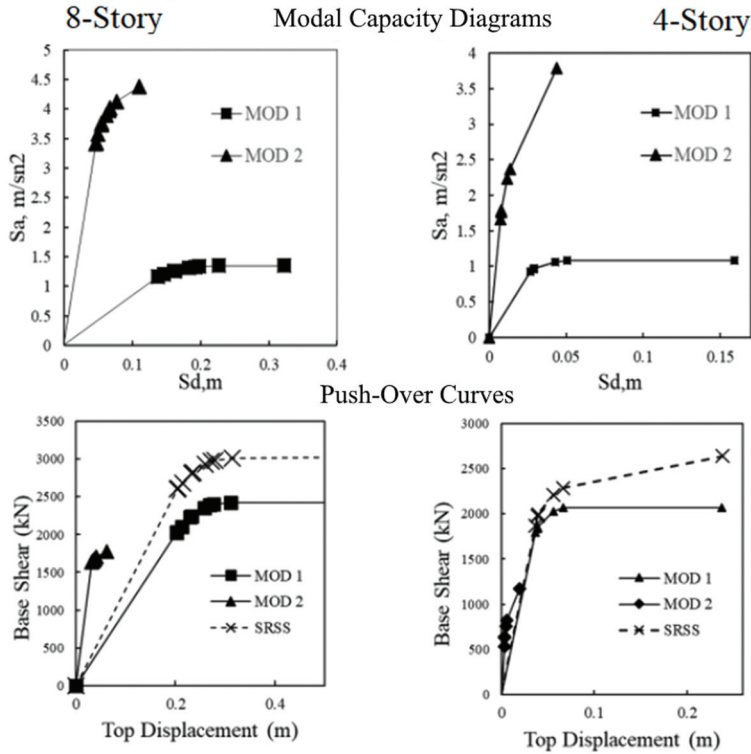


Fig. 22 - Modal capacity diagrams and push-over curves yielded from IRSA.

Table 5 - Seismic shear demand comparison.

Analysis Types	4-story		8-story	
	V (kN)	βk	V (kN)	βk
POA	4099	1.000	4800	1.000
IDA (DBE)	5220	1.273	7632	1.590
IRSA (DBE)	5277	1.287	6180	1.288
IRSA (First Mode)	4144	1.011	4851	1.010

4. CONCLUSIONS

In this study, the seismic shear demand of the 4-story and 8-story frames, designed in a previous study, has been investigated using POA and several IDA analyses for comparison. The effect of the reinforced concrete slab's strength and stiffness on the building system's lateral stiffness was not considered, focusing instead on the bare frame behavior. This scenario is representative of a real structure where shear studs are not used in the concrete slab in the link beam zone. The maximum seismic shear demands from IDA were compared

with the capacity curve (push-over curve) at both DBE and MCE hazard levels. Additionally, the column and brace axial force demands from IDA and POA were normalized by the elastic axial force (ELF) for comparison with the axial demand calculated using the capacity design principle. Therefore, this study also examined seismic shear amplification in EBFs and its impact on internal forces, particularly axial forces. The conclusions derived from this study are as follows:

- (1) Although the capacity design method is practical and logical, it does not completely reflect the seismic behavior of EBFs, as indicated in the literature, due to reasons such as: (i) non-uniform distribution of link beam rotation over the structure height; (ii) inelastic deformation demands on EBF elements other than the link beams; (iii) higher column axial demands than those calculated using capacity design principles.
- (2) The seismic shear demands for EBFs found in IDA are significantly higher than those calculated using capacity design principles for both 4-story and 8-story buildings. On average, dynamic amplifications of 1.27 and 1.59 for the DBE level, and 1.5 and 1.86 for the MCE level were found for 4-story and 8-story buildings, respectively. Additionally, maximum and minimum values of 1.87 and 2.37, respectively, were found for both structures. This increase in seismic shear demands also results in amplified internal forces demand on columns, braces, and beams outside the links. It is suggested that a dynamic amplification factor be proposed for EBFs, as given in design codes for cantilever shear walls, in the design of EBFs, to prevent dynamic instability.
- (3) The variation in the distribution of inertial forces with high mode effects and the corresponding increase in shear force have been determined for different steel braced frames in current studies. This situation, detected in this study, was confirmed by IRSA, and values similar to those obtained in response to the IDA results specified in the previous point were found.
- (4) The impact of seismic shear amplification in EBFs on the axial force demands of braces and columns was also examined in this study. It was observed that this amplification had a more pronounced effect on the axial force demands of the braces than on the columns. Considering these results, separate dynamic amplification coefficients can be suggested for columns and braces.
- (5) This study was conducted with a limited number of archetype buildings and ground motion records to enable a comparative study with Speicher and Harris [44]. Varying dynamic shear amplification factors were found in IDA for different ground motion records. This amplification depends on the dynamic characteristics of both the ground motion records and the archetypes. An extensive study encompassing all aspects affecting the dynamic characteristics of both ground motion records and archetypes could be carried out as further research.

References

- [1] ANSI/AISC 341-10 (2010), Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction: Chicago, IL, USA.

- [2] Blakeley, R.W.G., Cooney, R.C. and Megget, L.M. (1975), "Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures." *Bull. of the NZ Soc. for Earthquake Eng.*, 8(4), 278-290.
- [3] Rutenberg A. (2013), "Seismic shear forces on RC walls: review and bibliography." *B. Earthq. Eng.* 11(5), 1727-1751. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9464-1>
- [4] Fujimoto M., Aoyagi T., Ukai K., Wada A. and Saito K. (1972), "Structural characteristics of eccentric K-Braced frames," *Tans. Arch. Inst. Jap.*, 195(), 39-49, (in Japanese)
- [5] Tanabashi, R., Naneta, K. and Ishida, T. (1974), "On the rigidity and ductility of steel bracing assemblage", *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy.*
- [6] Roeder C.W. and Popov E.P. (1977), "Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames Under Cyclic Loading", Report No. UCB/EERC-77/18, University of California, Berkeley, CAL, USA.
- [7] Roeder, C.W.; Popov, E.P., (1978), "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", *Journal of the Structural Division*, 104(ST3),391-412.
- [8] Roeder, C.W., Popov, E.P., (1978), "Cyclic shear yielding of wide flange Beams", *J. Eng. Mech. Div.*, 104(4):763-780.
- [9] Roeder, C.W., Foutch, D.A., Goel, S.C. (1987), "Seismic testing of full-scale steel building-part II", *J. Struct. Eng.*, 113(11):2130-2145. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1987\)113:11\(2130\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:11(2130))
- [10] Hjelmstad K.D., Popov, E.P., (1983), "Cyclic behavior and design of link beams", *J. Struct. Eng.*, 109(10):2387-2403. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1983\)109:10\(2387\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:10(2387))
- [11] Malley, J.O.; Popov, E.P., (1984), "Shear Links in Eccentrically Braced Frames", *J. Struct. Eng.*, 110(9), 2275-2295. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:9\(2275\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:9(2275))
- [12] Kasai, K.; Popov, E.P., (1986(a)), "Cyclic web buckling control for shear link beams", *J. Struct. Eng.*, 112(3),505-523. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1986\)112:3\(505\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:3(505))
- [13] Kasai, K.; Popov, E.P., (1986(b)), "General behavior of WF steel shear link beams", *J. Struct. Eng.*, 112(2),362-382. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1986\)112:2\(362\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:2(362))
- [14] Ricles, J.M.; Popov, E.P., (1989), "Composite action in eccentrically braced frames", *J. Struct. Eng.*, 115(8), 2046-2066. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:8\(2046\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:8(2046))
- [15] Okazaki T., Arce G., Ryu H.C. and Engelhardt M.D. (2005), "Experimental study of local buckling, overstrength, and fracture of links in eccentrically braced frames", *J. Struct. Eng.*, 131(10), 1526-1535. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:10\(1526\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:10(1526))

- [16] Richards, P.W. and Uang, C.M., (2005), "Effect of flange width thickness ratio on eccentrically braced frames link rotation capacity", *J. Struct. Eng.*, 131(10), 1546-1552. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:10\(1546\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:10(1546))
- [17] Dusicka P., Itani A.M. and Buckle I.G. (2010), "Cyclic behavior of shear links of various grades of plate steel", *J. Struct. Eng.*, 136(4), 370-378. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000131](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000131)
- [18] Ashtari, A. and Erfani, S. (2016), "An analytical model for shear links in eccentrically braced frames", *Steel Compos. Struct.*, Int. J., 22(3), 627-645. <https://doi.org/10.12989/scs.2016.22.3.627>
- [19] Lian, M., Su, M. and Guo, Y. (2015), "Seismic performance of eccentrically braced frames with high strength steel combination", *Steel Compos. Struct.*, Int. J., 18(6), 1517-1539. <https://doi.org/10.12989/scs.2015.18.6.1517>
- [20] Caprili, S., Mussini, N. and Salvatore, W. (2018), "Experimental and numerical assessment of EBF structures with shear links", *Steel Compos. Struct.*, Int. J., 28(2), 123-138. <https://doi.org/10.12989/scs.2018.28.2.123>
- [21] Li, T., Su, M. and Sui, Y. (2020), "Spatial substructure hybrid simulation tests of high-strength steel composite Y-eccentrically braced frames", *Steel Compos. Struct.*, Int. J., 34(5), 715-723-1539. <https://doi.org/10.12989/scs.2020.34.5.715>
- [22] Stratan A. and Dubina D. (2004), "Bolted links for eccentrically braced steel frames", *Proceedings of the 5th AISC/ECCS International Workshop: Connections in Steel Structures V. Behaviour, Strength and Design*, Delft, The Netherlands, June.
- [23] Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay R. (2011), "Experimental validation of replaceable shear links for eccentrically braced steel frames", *J. Struct. Eng.*, 137(10)1141-1152. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000350](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000350)
- [24] Fussell A.J., Cowie K.A., Clifton G.C., and Mago N. (2014), "Development and research of eccentrically braced frames with replaceable active links", *Proceedings of the 2014 NZSEE Conference*, Auckland, New Zealand, March.
- [25] Bozkurt, M. B. And Topkaya, C. (2017), "Replaceable links with direct brace attachments for eccentrically braced frames", *Eartq. Eng. Struct. D.*, 46(13), pp.2121-2139. <https://doi.org/10.1002/eqe.2896>
- [26] Popov, E.P., Kasai, K. and Ricles, J.M. (1992), "Methodology for optimum EBF link design", *Earthquake Engineering Tenth World Conference*, Madrid, Spain, July.
- [27] Bosco, M., Rossi, P.P. (2009), "Seismic behavior of eccentrically braced frames", *Eng. Struct.*, 31(3), 664-674. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.11.002>
- [28] Crişan, A., Staratan, A. (2009), "Overstrength demands in multistorey eccentrically braced frames", *Proceedings of the 11th WSEAS International Conference on Sustainability in Science Engineering*, Timisoara, Romania, May.

- [29] Koboevic, S., Rozon, J. and Tremblay R. (2012), "Seismic performance of low-to-moderate height eccentrically braced steel frames designed for North American seismic conditions", *J. Struct. Eng.*, 138(12),1465-1476, 2012. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000433](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000433)
- [30] Koboevic, S. and David, S.O.J. (2010), "Design and seismic behavior of taller eccentrically braced frames", *Can. J. Civ. Eng.*, 37(2), 195-208. <https://doi.org/10.1139/L09-131>
- [31] Chen, L., Tremblay, R. and Tirca, L. (2012), "Seismic performance of modular braced frames for multi-story building applications", *Earthquake Engineering*, 15. World Conference of Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, September.
- [32] Chen, L., Tremblay R. and Tirca L. (2014), "Enhancing the seismic performance of multi-story buildings with a modular tied braced frame system with added energy dissipating devices", *International Journal of High-Rise Buildings*, 3(1), 21-33.
- [33] Kuşyılmaz A. and Topkaya C. (2016), "Evaluation of seismic response factors for eccentrically braced frames using FEMA P695 methodology", *Earthq. Spectra* 32(1) 303-321. <https://doi.org/10.1193/071014EQS097M>
- [34] Qi, Y., Li, W. and Feng, N. (2017), "Seismic collapse probability of eccentrically braced steel frames", *Steel Compos. Struct., Int. J.*, 24(1), 37-52. <https://doi.org/10.12989/scs.2017.24.1.037>
- [35] Clifton, C., Bruneau, M., MacRae, G., Leon, R., and Fussell, A. (2011), "Steel structures damage from the Christchurch earthquake of February 22, 2011, NZST.", *Bull. New Zealand Soc. Earthquake Eng.*, 44(4), 297-318.
- [36] Gardiner G., Clifton C., and MacRae G.A. (2013), "Performance, damage assessment and repair of a multistory eccentrically braced frame building following the Christchurch earthquake series", *Proceedings of the Steel Innovations Conference 2013, Christchurch, New Zealand, February*.
- [37] Simpson B. (2020), "Higher-mode force response in multi-story strongback-braced frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 49(14), 1406-1427.
- [38] MacRae, G. (1989), "The seismic response of steel frames" Ph.D. Dissertation, University of Canterbury, Christchurch.
- [39] Harris, J.L., Speicher, M.S. (2015) "Assessment of first-generation performance-based seismic design methods for new steel buildings. Eccentrically braced frames" Report no. NIST.TN.1863-3, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA.
- [40] Richards, P.W. (2009), "Seismic column demands in ductile braced frames", *J. Struct. Eng.*, 135(1), 33-41. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:1\(33\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:1(33))
- [41] ASCE/SEI (2006), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers; Reston, VA, USA.
- [42] ASCE 7 (2010), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers and Structural Engineering Institute, Reston, VA, USA.

- [43] ANSI/AISC 360-10 (2010), Specification for Structural Steel Buildings; American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA.
- [44] Speicher, M.S. and Harris, J.L., (2016), "Collapse prevention seismic performance assessment of new eccentrically braced frames using ASCE 41", Eng. Struct., 117, 344-357. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.02.018>
- [45] Bruneau M., Uang C.M., and Sabelli R. (2011), Ductile Design of Steel Structures, McGraw-Hill, New York, NY, USA.
- [46] PERFORM 3D (2018), Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures Ver.7.0.0.; Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, USA.
- [47] Ramadan, T., and Ghobarah, A. (1995), "Analytical model for shear-link behavior", J.Struct.Eng., 121(11), 1574-1580. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:11\(1574\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:11(1574))
- [48] Fajfar, P. (2000), "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design", Earthq. Spectra, 16(3), 573-592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- [49] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. (2002) "Incremental dynamic analysis", Eartq. Eng. Struct. D., 31(3),491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- [50] Aydinoglu, M. N. (2003). An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. Bulletin of Earthquake Engineering, 1(1), 3-36. <https://doi.org/10.1023/A:1024853326383>

Optimization of Mechanical Properties of Mixed Fiber Concrete by Taguchi Method: Impact, Compressive and Flexural Strength

Mehmet Hanifi ALKAYIŞ^{1*}
Celalettin BAŞYİĞİT²



ABSTRACT

This study investigates the mechanical properties of fiber-reinforced concrete by evaluating the effects of steel, polypropylene and basalt fibers on the compressive, flexural and impact strength of concrete. Experimental studies and optimization were carried out by determining the concrete mixture by creating Taguchi L16 (4^4) matrix. As a result of the analysis, steel fibers significantly increased the mechanical and impact strength of concrete due to their high strength and hooked end structures. On the other hand, the effects of polypropylene and basalt fibers was more limited. Basalt fibers, especially due to their microstructure and polypropylene fibers, had limited effectiveness due to their lower tensile strength. The amount of binder also plays an important role in the overall strength of concrete and it was found that the optimum binder content increased the strength of concrete. The results obtained from Taguchi analyses provide an important roadmap for the advancement of concrete technology. It is important to understand the effects of different types and amounts of fibers on the mechanical and impact properties of concrete.

Keywords: Fiber reinforced concrete, impact resistance, mechanical properties, taguchi optimization.

1. INTRODUCTION

With increasing human needs, the construction sector is producing a variety of structures for different purposes, employing numerous building materials. Concrete, the most widely used material, has been extensively studied for its mechanical properties, such as compressive, tensile, and flexural strength, and more recently, its impact resistance. Various methods have

Note:

- This paper was received on July 31, 2024 and accepted for publication by the Editorial Board on April 8, 2025.
- Discussions on this paper will be accepted by September 30, 2025.

• <https://doi.org/10.18400/tjce.1525770>

1 Süleyman Demirel University, Department of Civil Engineering, Isparta, Türkiye
mehmethanifalkayis@gmail.com - <https://orcid.org/0000-0003-0177-043X>

2 Süleyman Demirel University, Department of Civil Engineering, Isparta, Türkiye
celalettinbasyigit@sdu.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0003-0084-1320>

* Corresponding author

been developed to assess concrete's impact resistance based on the type of loading and the feasibility of the experiment [1].

The impact resistance of a concrete element is directly related to its energy absorption capacity and toughness. For high toughness, indicated by the area under the stress-strain curve, the material must be ductile and possess high strength. Despite concrete's inherent brittleness in standard designs, efforts are ongoing to enhance its ductility and strength [2].

While traditional concrete has low impact resistance, its composite nature allows for potential improvements. However, the multiple components of concrete significantly affect its mechanical properties, including impact resistance. Concrete components include aggregate mineralogy and physical properties, water-cement ratio, and additives such as type, amount, and physical/mechanical properties. Experimental conditions, such as concrete temperature and loading rate, also influence concrete's impact resistance, as depicted visually in Fig.1 [3].

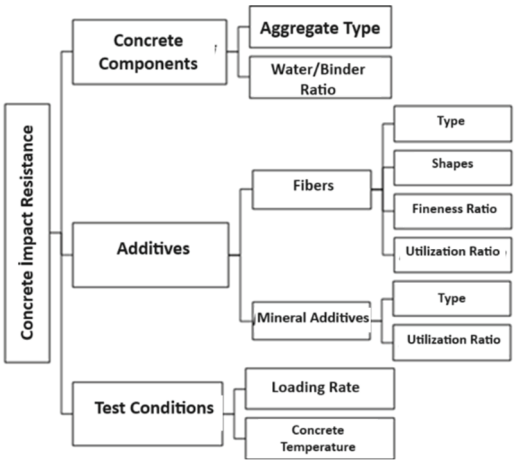


Figure 1 - Factors influencing concrete impact resistance [3]

The impact resistance of fiber-reinforced concrete has been investigated in terms of the effect of maximum aggregate particle size, one of the main parameters of concrete. Uniaxial compressive strength, split tensile strength, ultrasonic testing, and the impact test recommended by ACI Committee 544 were conducted. From the experimental results, it is recommended that the aggregate maximum particle size should not exceed 20 mm for impact resistance [4].

One of the key parameters affecting concrete strength and durability is the water-cement ratio. Research indicates that decreasing the water-cement ratio increases concrete strength and consequently enhances impact resistance [5]. However, some studies suggest that concrete with a higher void ratio due to a lower water-cement ratio exhibits higher impact resistance [6]. Therefore, the influence of the water-cement ratio on impact resistance relative to compressive strength remains a topic open to further research.

Mineral additives are another factor that enhances concrete strength. Particularly, additions such as silica fume, blast furnace slag, fly ash, metakaolin, etc., can improve concrete strength

and durability, thereby increasing impact resistance. Studies have shown that the addition of silica fume improves fiber distribution and further enhances strength, especially in fiber-reinforced specimens [7].

One of the most important parameters affecting concrete impact resistance is the type and amount of fiber. Various types of fibers can be added to concrete, including steel, polypropylene, glass, basalt, polyamide, polyvinyl alcohol, ceramic, polyethylene, nylon, Kevlar, and natural fibers. Among these, steel and polypropylene fibers are the most commonly used, with steel fibers being particularly effective for improving impact resistance. These fibers not only enhance the mechanical properties of concrete but also provide tailored solutions for specific challenges, such as dynamic loads and extreme environmental conditions [3]. It has been determined that high ductility steel fibers with hooked and crimped ends improve impact resistance. Furthermore, increasing fiber fineness and usage rate also contributes to enhanced impact resistance [8].

According to ACI 544 standards for steel fiber-reinforced concrete, the fiber volume fraction should be between 0.5% and 1.5%. Exceeding this level reduces concrete workability and may lead to segregation. However, special fiber addition and placement techniques can increase the fiber percentage. Moreover, in high-strength concretes with compressive strength exceeding 40 MPa, the addition of short fibers at a rate of 2% can increase ductility [9,10].

In terms of shape, spiral and hooked-end steel fibers exhibit better performance under impact load compared to other types of steel fibers. Hooked-end steel fibers reduce crack width, spacing, and damage mechanisms under low-speed impact [10]. Additionally, macro fibers have been observed to provide more beneficial results in impact resistance compared to microfibers. It is also emphasized that a suitable combination of macro and micro steel fibers yields the most effective results [11]. Micro fibers, due to their size, create a denser fiber distribution within the matrix, preventing cracks from reaching the macro level and improving behavior in the elastic region. Macro fibers, on the other hand, enhance the modulus of elasticity, tensile, and flexural strengths, control macro-level cracks, and improve post-peak behavior [12].

Today, there is a need for promising optimization methods to determine the best concrete mix with minimal testing. One of the most popular optimization methods is the design of Taguchi experiments. The Taguchi method aims to minimize the variance of responses close to the optimal response by finding optimal levels for control factors [13].

Tanyıldızı and Şahin [14], examined the effects of control factors such as silica fume percentage, temperature, and polymerization type on polymer-modified concrete. They used an L32 orthogonal array to conduct their experiments. Variance analysis (ANOVA) identified silica fume as the most effective factor.

Sharifi et al. [13] used the Taguchi optimization method to model the optimum mix design of high-strength self-compacting concrete. They designed a Taguchi L18 matrix based on parameters such as cement content, water/cement ratio, and mixing time, which are the most important parameters affecting concrete mix design. Variance analysis was also used to evaluate the effective factors and the optimal mix design. Mehta et al. [15] used the Taguchi method to examine the factors affecting the compressive strength of geopolymers. ANOVA

was used to examine the effects of factors on compressive strength, and signal-to-noise ratio graphs were used to obtain the most suitable design.

The studies reviewed have shown that fiber content, fiber type, and properties (length, aspect ratio, fiber type) primarily affect compressive, flexural, and impact strengths. However, how these effects manifest in hybrid fiber-reinforced concretes and which parameter most affects impact resistance has been investigated through Taguchi methods and ANOVA analyses. An experimental study program was designed using an orthogonal array L16(4⁴) that includes all factors and levels to determine the optimal mix according to the highest-best criterion based on the Taguchi method. The experimental results were analyzed according to the Taguchi method and ANOVA to confirm the hypothesis.

2. MATERIALS AND METHOD

2.1. Materials and Mixture Design

In this study, cement, silica fume, macro fibers (steel and polypropylene), microfibers (basalt), coarse aggregate (dolomite and limestone), fine aggregate (dolomite), water, and superplasticizer were used for the experimental series. The materials used and their properties are described below.

CEM II/A-M (P-LL) 42.5 R class Portland Composite cement obtained from Isparta Göltaş Cement Co. was used in the experiments. CEM II 42.5 A-M (P-LL) cement is produced by grinding Portland cement clinker with a defined amount (12-20%) of pozzolan additive, setting regulator gypsum, and minor additional component (limestone) according to standards. The pozzolan additive (blast furnace slag) used during production enhances the workability of concrete and mortar, facilitating the casting of dense mass concrete. The chemical properties of this cement are provided in Tables 1 and 2.

Table 1 - Chemical properties of the cement

<i>Component</i>	<i>Rate (%)</i>
Blast furnace slag	12-20
SiO ₂	15-19
Al ₂ O ₃	3.7-6
Fe ₂ O ₃	2.65-4.90
CaO	58-66
MgO	1-3.50
SO ₃	<4
Na ₂ O	0.002-0.32
Cl ⁻	<0.10
Loss on Ignition (LOI)	3.80-12

Table 2 - Physical properties of the cement

Physical Property	Amount
Fineness (%)	6.81
Specific gravity (g/cm ³)	3.01
Specific surface area (cm ² /g)	4403
Initial setting (hours-minutes)	2h-56m
Final setting (hours-minutes)	3h- 24m
Volume expansion (mm)	0.50
2-day compressive strength (MPa)	27.46
20-day compressive strength (MPa)	51.03
Water requirement (%)	29.00

Due to its high fineness and spherical shape, which provide good cohesion and resistance to segregation, silica fume has been chosen as a mineral additive material compliant with ASTM-C1240 standard. Table 3 presents the properties of the silica fume used in the experiments.

Table 3 - Technical specifications and standards for silica fume

Properties	Amount	ASTM C-1240
SiO ₂ (%)	96.1	min 93
H ₂ O (%)	0.19	max 0.3
+45 micron up (%)	0.58	max 2.5
Bulk density (kg/dm ³)	0.55-0.65	-
LOI	1.81	L.O.I. max 3.5

In this study, basalt fibers were chosen to mitigate micro-cracking in the concrete, while steel and polypropylene fibers were selected to enhance the ductility, toughness, and impact resistance of hardened concrete. Two hooked-end steel fibers, 6 cm in length, conforming to ASTM A820 standard, and polypropylene fibers, 5 cm in length, conforming to ASTM CIII6 CE standard, as well as 12 mm long basalt fibers, were used in the study. Images of these fibers are provided in Figure 2.

In accordance with relevant standards and regulations, fiber lengths were chosen as 6 cm for macro fibers to mitigate larger cracks between aggregates, and 12 mm for microfibers to address finer cracks at aggregate interfaces. Leveraging the high elasticity modulus and rigidity of steel and polypropylene fibers aims to control cracking due to impact loads. The combined use of polypropylene and steel fibers can improve the performance of concrete. While polypropylene fibers contribute to the prevention of microcracks and increased

workability, steel fibers are effective on macrocracks and provide high impact resistance. In addition, PPL of a different length (54 mm) than steel fibers was used to create physical synergy. To minimize potential debonding issues in fiber-concrete adhesion, a combination of steel, polypropylene, and basalt fibers was preferred. Steel, polypropylene, and basalt fibers are combined in fiber-concrete composites to improve adhesion and reduce debonding. Steel fibers enhance tensile strength, impact resistance, and crack control, while polypropylene fibers reduce early-age cracking and shrinkage, and help prevent debonding due to their low surface energy. Basalt fibers offer excellent thermal stability, corrosion resistance, and improved bonding strength, enhancing the durability of the composite [16]. The synergy of these fibers provides a stronger, more durable concrete, improving its performance under dynamic loads and harsh environments by combining the unique physical and mechanical properties of each fiber type. The random distribution of fibers within concrete aims not only to bridge cracks but also to introduce an innovative approach leveraging the properties of three different types of fibers.



Figure 2 - The fibers used in concrete; a) steel fiber, b) polypropylene fiber, c) basalt fiber.

Macromesh54 Polypropylene Fiber (PF) produced by Atlas company was used (Figure 3). The addition rate of polypropylene macro fibers to concrete is recommended between 1.5-9 kg/m³ depending on the targeted engineering properties. Macromesh 54 reduces segregation and maintains aggregate-cement integrity, enhancing cohesion and preserving concrete integrity. Compared to steel alternatives, it is lighter, corrosion-resistant, and economically advantageous. It enhances surface wear resistance, contributing to sustainable surfaces. Basalt fibers are widely used for various purposes in constructions, enhancing impact resistance in concrete, and increasing resistance to water, chemicals, freezing, fire, and improving durability. Here, 12 mm long basalt fibers were used in concrete manufacturing. The properties of the fibers used are provided in Table 4.

Crushed stone, due to its rougher surface texture compared to gravel, is predominantly used as aggregate in high-strength concrete for its superior matrix-aggregate bond and thereby, enhanced strength [17]. Additionally, crushed stone has a higher surface area to volume ratio than rounded gravel. To increase total bond contribution, the maximum aggregate size is typically kept below 19 mm, necessitating an increase in paste content to ensure adequate

workability. The combination of a low water-to-cement ratio and small maximum aggregate size implies a high cement content, generally ranging from 400 to 600 kg/m³ [18].

Table 4 - Physical and mechanical properties of fibers

Feature	Steel Fiber	Polypropylene Fiber	Basalt Fiber
Length (mm)	60	54	12
Diameter (mm)	0.90	0.1	<0.02
Aspect Ratio (l/d)	65	540	680
Melting Point (°C)	1500	170	1450
Slenderness	65	-	>600
Density (t/m ³)	7.85	0,91	2.65
Tensile Strength (MPa)	1500	750	4840
Modulus of Elasticity (GPa)	210	5.75	89
Fiber amount (Piece/kg)	3200	200000	-

High-strength concrete has undergone significant development based on the type and proportions of cement, mineral additives, superplasticizer types, and the mineralogical composition of coarse aggregates.

In this study, natural crushed stone of dolomitic limestone origin from Isparta Altınkök aggregate quarry was used. Crushed and screened aggregates of 0-4 mm and 4-11 mm were utilized as sand and gravel aggregates in the crushing and screening facilities (Figure 3). The technical specifications of the dolomitic limestone aggregates (DKA) are provided in Table 5. Considering the particle distribution of natural crushed stone aggregates, aggregate sizes ranging from 4-12 mm were selected at 15% each, and with 0-4 mm at 70%, to prepare an aggregate mixture in accordance with TS802 gradation standards.

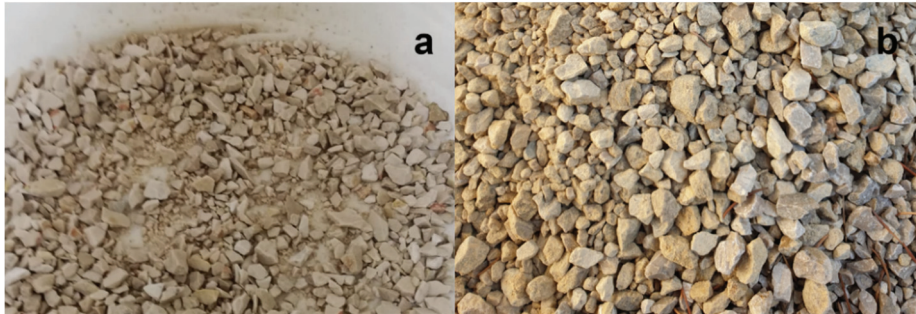


Figure 3 - Aggregates used in concrete; a) fine aggregate (0-4 mm), b) coarse aggregate (4-11.2 mm).

Table 5 - Physical properties of the aggregate

Properties	Fine Aggregate	Coarse Aggregate
Grain Size (mm)	0-4	4-11.2
Specific weight	2.69	2.77
Water absorption rate (%)	3.30	1.70
Mixing proportions (%)	70	30

Superplasticizer additives are used to achieve the desired workability of concrete production with low water/cement ratio. They not only increase the strength of concrete but also facilitate its workability and pumping to desired locations and heights. Typically categorized by their chemical origins, lignosulfonate-based additives are referred to as normal, melamine and naphthalene sulfonate formaldehyde-based ones as superplasticizers, and polycarboxylate-based ones as hyperplasticizers. Lignosulfonate-based additives exhibit both plasticizing and air-entraining effects. Concretes produced with these additives not only exhibit high compressive strength but also high resistance to freeze-thaw cycles. In this study, superplasticizer was used at a rate of 1.5-2% due to the production of concretes with 3 types of fibers. Technical specifications of the superplasticizer are provided in Table 6. Additionally, tap water from the municipal supply of Isparta city was used as mixing water and curing water in concrete production.

Table 6 - Technical specifications of super plasticizer

Properties	Value
Chemical content	Melamin Sülfonat
Colour	Brown Liquid
pH	6-9
Density (g/cm3)	1.05
Chlorine content (%)	<10
Alkali content (%)	ASTM C 494 Tip F
Standard	%1-2
Consumption	Melamin Sülfonat

2.2. Design Specifications

In the scope of the experimental study program, a total of 16 concrete mix designs were developed using the Taguchi method, which includes an orthogonal array L16(4^4) showing all factors and levels. In all series, the water-cement ratio (w/c ratio) was maintained at 0.38. However, with the addition of SP, the water/binder ratio became 0.40. Additionally, a superplasticizer was used at a 2% dosage rate. The total air content was set at 2% according to TS802. Binder dosage was varied at four levels based on literature: 400, 450, 500, and

550 units. The steel fiber content was varied volumetrically as a percentage of the total concrete volume at 0%, 0.5%, 1%, and 1.5%. The polypropylene fiber content was adjusted to 0%, 0.15%, 0.3%, and 0.45%, and the basalt fiber content was adjusted at 0%, 0.025%, 0.05%, and 0.075%. Furthermore, 10% of the cement was substituted with silica fume across all mixtures.

The impact tests in the literature were conducted on concrete series with basalt fiber (BF) content ranging from 0.05% to 0.1% of the concrete volume, and macro synthetic polypropylene fiber (PPF) content ranging from 0.15%, 0.25%, 0.35%, to 0.5% of the concrete volume. The test results showed that both BF and PPF fibers could increase the impact resistance of concrete, but the optimum hybrid fiber mixture was the 0.075%-0.35% (BF-PPF) sample, which exhibited the best impact resistance [19]. Additionally, the maximum polypropylene fiber (PPF) content is limited to 0.45% due to the design constraint that the total fiber content should not exceed 2% of the concrete volume.

The aggregate amount used was calculated by subtracting the volumes of cement, silica fume, water, fibers, and air from the total volume. These levels were incorporated into the matrix, resulting in the concrete series shown in Table 7.

Table 7 - Amounts of materials used for 1 m³ concrete according to Taguchi L16 matrix (kg)

Series	SF	Cement	SF	PPF	BF	0-4 mm Agregate	4-11.2 mm Agregate	SP	Water	w/b
K1	40	360	0	0	0	1294.62	554.84	8	152	0.40
K2	40	360	39	1.37	0.68	1292.22	553.81	8	152	0.40
K3	40	360	78	2.73	1.35	1289.83	552.78	8	152	0.40
K4	40	360	117	4.1	2.03	1287.44	551.76	8	152	0.40
K5	45	405	0	1.37	1.35	1226.10	525.47	9	171	0.40
K6	45	405	39	0	2.03	1225.68	525.29	9	171	0.40
K7	45	405	78	4.1	0	1226.92	525.82	9	171	0.40
K8	45	405	117	2.73	0.68	1226.49	525.64	9	171	0.40
K9	50	450	0	2.73	2.03	1158.99	496.71	10	190	0.40
K10	50	450	39	4.1	1.35	1159.40	496.88	10	190	0.40
K11	50	450	78	0	0.68	1163.74	498.74	10	190	0.40
K12	50	450	117	1.37	0	1164.14	498.92	10	190	0.40
K13	55	495	0	4.1	0.68	1096.07	469.75	11	209	0.40
K14	55	495	39	2.73	0	1098.45	470.76	11	209	0.40
K15	55	495	78	1.37	2.03	1095.22	234.69	11	209	0.40
K16	55	495	117	0	1.35	1097.60	235.20	11	209	0.40

2.3. Production and Compaction of Concrete

The process of producing fiber-reinforced concrete samples is given in Figure 4.

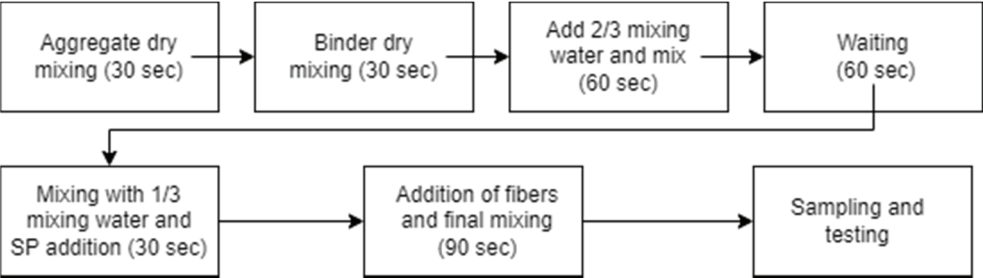


Figure 4 - Concrete mixing and production stages

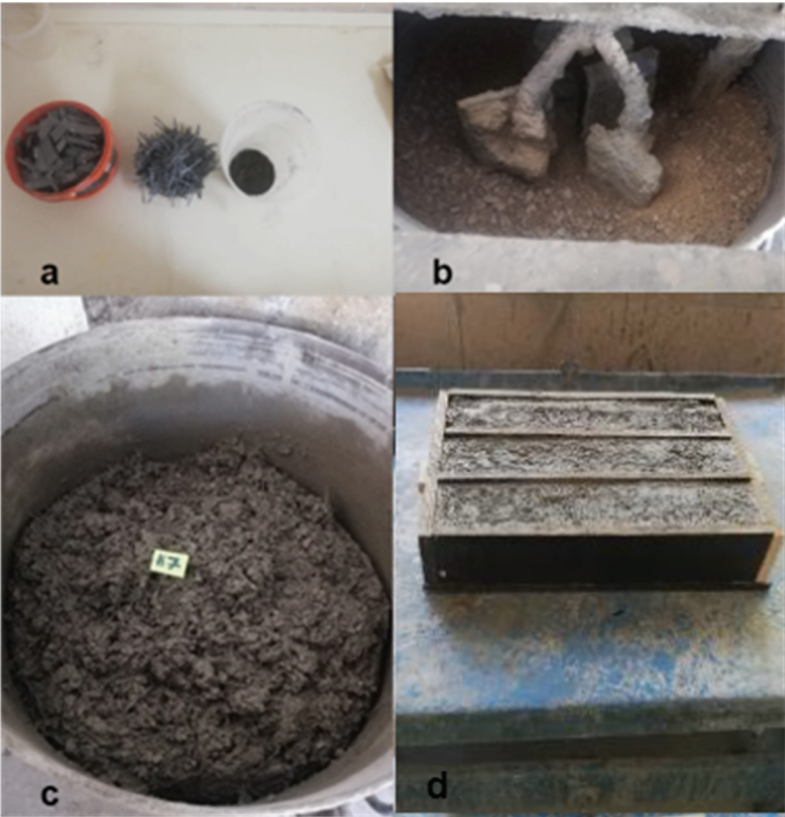


Figure 5 - Concrete Production: a) fibers used, b) dry mixing, c) addition of liquid and mixing, d) compaction and finishing

In the production of fiber-reinforced concrete, aggregates were first added into the mixer from largest to smallest size and mixed. Cement and mineral additives (with a water-to-cementitious materials ratio of 0.40) were added dry to the mixer and blended into the concrete mix (Figure 5b). After mixing with a portion of the mixing water and chemical admixture, the remaining mixing water was added to the rotating mixer and blended. The mixer was then stopped. Diluted chemical admixture was poured into the mixer during the mixing process and blended. Fibers were slowly sprinkled in, from smallest to largest size according to the size of the fibers. The fibers were carefully mixed until they were evenly distributed throughout the fresh concrete mix. A photograph of the fiber-reinforced fresh concrete mix after mixing is shown in Figure 5.

The produced concretes were cast into molds of various sizes for each experiment, compacted using a vibrating table, and then settled. Unit volume weight, slump, and Walz slump test results for the concretes are shown in Figure 6 and the measurement values are presented in Table 8. The determination of compactability degree involves assessing the consistency of fresh concrete and its ability to be fully compacted. The test is suitable for concretes with a specified compactability degree (c) ranging from 1.04 to 1.46, particularly recommended for concretes with Slump values below 4 cm [20].

Table 8 - The density and slump values of the experimental series

Series	Unit volume weight (t/m³)	Slump (cm)	Walz degree of compression
K1	2.44	6.00	1.11
K2	2.45	2.50	1.19
K3	2.47	2.00	1.29
K4	2.52	1.00	1.40
K5	2.48	1.90	1.36
K6	2.61	1.60	1.38
K7	2.60	1.70	1.38
K8	2.58	0.50	1.46
K9	2.49	3.00	1.25
K10	2.51	2.00	1.30
K11	2.55	2.00	1.33
K12	2.58	1.00	1.41
K13	2.46	3.00	1.20
K14	2.52	2.00	1.26
K15	2.53	1.50	1.28
K16	2.57	1.00	1.39

The initial sample size was found to be inappropriate for the study due to the wall effect (100 cube). However, the sample size was subsequently revised to a larger dimension (150 mm cube) to ensure more uniform fiber distribution and more reliable test results. In addition, since there is no limitation in the literature regarding the use of prism samples, casting was made in 100x100x500 dimensions. In addition to the slump test, the Waltz test was also conducted at this stage (see Figure 6).

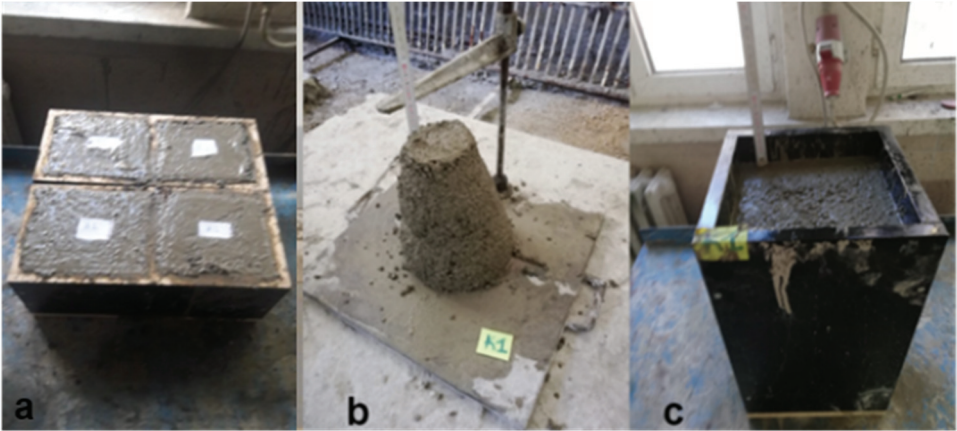


Figure 6 - Fresh Concrete Tests: a) Unit volume weight determination, b) Slump test, c) Waltz test

The concrete specimens were demolded approximately 24 hours later and then cured in a lime-saturated curing tank at a temperature of $20\pm2^{\circ}\text{C}$ for 28 days, followed by further laboratory curing up to 90 days. The sample sizes and numbers for each experimental series are provided in Table 9.

Table 9 - The sample sizes and quantities produced for the experimental series.

Test	Sample shape	Dimensions (mm)	Number of samples in each series
Compressive strength	Cube	150x150x150	9
Bending strength	Beam	100x100x500	3
Impact resistance	Beam	100x100x500	3

2.4. Test Results of the Hardened Concretes

Compression tests were conducted on cube specimens produced according to TS EN 12390-3 standards. The compression tests were carried out using a loading machine with a capacity of 200 tons, applying a loading rate of 0.3 to 0.5 N/mm²/s. The compressive strength results at 7, 28, and 90 days for each series are presented in Table 10.

Table 10 - Compressive strength values (MPa) of the experimental series

Series	7 Days	28 Days	90 Days
K1	20.10	31.36	34.05
K2	17.57	27.75	34.77
K3	21.24	33.58	38.07
K4	24.65	39.73	38.66
K5	23.23	33.41	42.13
K6	27.98	34.43	48.34
K7	29.71	40.12	51.75
K8	27.07	37.20	50.66
K9	31.91	40.69	48.77
K10	28.92	44.43	50.71
K11	34.77	42.36	52.69
K12	35.46	48.63	57.78
K13	24.58	40.92	45.41
K14	32.46	44.23	51.55
K15	38.21	48.32	55.37
K16	33.23	53.35	60.02

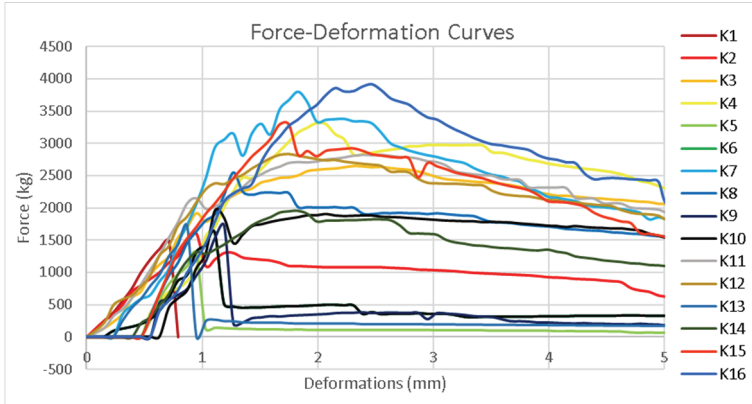


Figure 7 - Load-deflection curves of the concrete series

Typically, the 28-day compressive strength is considered the standard for assessing concrete's final strength, as it is believed to represent the material's maturity. However, the 7 and 90-

day strengths have been included to provide a broader perspective on the concrete's early and later strength development, they were not directly analyzed in relation to other factors.

The flexural strength test was conducted on 28-day, 100 mm x 100 mm x 500 mm prismatic specimens (without notches) produced according to standards, and the test results are provided in Table 11. The bending test continued until a deflection of 5 mm was achieved at the midspan of the beam, and the load-deflection values were recorded using a data acquisition system (see Figure 7). Table 11 also includes the flexural strength and energy absorption capacities (EAC).

The drop hammer impact test was conducted based on modified recommendations from ACI Committee 544, where impacts were repeatedly dropped on the same point of the test specimen. In this modified impact test, a 4.54 kg mass drop hammer, released from a height of 0.5 m above the top of the specimen as shown in Figure 8, generated an impact energy of approximately 22.25 J at a velocity of 3.13 m/s. The clear span of the specimen is 300 mm.

Table 11 - Flexural strength and EAC values of the experimental series

<i>Series</i>	<i>Flexural Strength (MPa)</i>	<i>EAC (kg.mm)</i>
<i>K1</i>	5.04	464.89
<i>K2</i>	6.07	5027.34
<i>K3</i>	9.82	11144.19
<i>K4</i>	10.90	12057.65
<i>K5</i>	5.15	921.97
<i>K6</i>	6.09	2663.08
<i>K7</i>	10.36	11072.98
<i>K8</i>	10.74	9342.41
<i>K9</i>	5.67	1756.76
<i>K10</i>	6.49	7318.81
<i>K11</i>	11.03	11422.01
<i>K12</i>	11.66	12475.28
<i>K13</i>	6.51	1470.11
<i>K14</i>	7.27	7179.30
<i>K15</i>	11.94	12325.08
<i>K16</i>	13.84	14632.99

The number of blows required to initiate the first visible crack, Ni, and the final failure, Nf, were recorded and utilized to determine the initial crack and ultimate impact energy of the concrete as follows:

$$E_{\text{impact}} = N \cdot g \cdot m \cdot h \cdot 0.9 \quad (1)$$

E_{impact} is the impact energy in joules (J), N is the number of impacts, g is the acceleration due to gravity (approximately 9.81 m/s^2), m is the mass of the hammer (4.54 kg), h is the height from which the hammer is dropped (500 mm). The coefficient 0.90 accounts for factors such as efficiency or energy losses during impact.

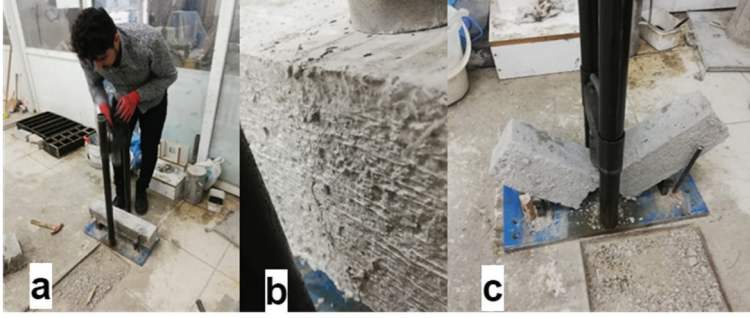


Figure 8 - Concrete impact test: a) dropping of the weight, b) initiation of the first crack, c) ultimate failure

Table 12 - First and fracture impact count and energy values of the experimental series

Series	Number of first crack blows	Number of breaking blows	First Crack energy (Joules)	Fracture energy (Joules)
K1	1.00	1.00	20.04	20.04
K2	1.67	19.00	33.40	380.79
K3	3.00	33.50	60.13	671.40
K4	4.00	43.00	80.17	861.80
K5	1.00	1.67	20.04	33.40
K6	1.67	14.00	33.40	280.59
K7	3.67	40.00	80.17	851.78
K8	4.33	40.33	86.85	808.35
K9	1.33	2.33	26.72	46.76
K10	2.67	26.33	53.44	527.77
K11	3.00	36.00	60.13	721.51
K12	4.33	62.67	86.85	1255.95
K13	1.67	2.67	33.40	53.44
K14	2.00	22.67	40.08	454.28
K15	3.33	42.00	66.81	841.76
K16	5.00	65.00	100.21	1302.72

The impact energy is adjusted by a factor of 0.9 due to the hammer moving back and forth between the rails. The number of impacts until the first crack and failure of the specimens, along with the calculated impact energies, are presented in Table 12.

3. EXPERIMENTAL RESULTS: TAGUCHI OPTIMIZATION AND ANOVA ANALYSIS

Before conducting the experiment, it is essential to design the experiment in a way that will provide the maximum information when investigating the real difference among effects for the problem to be solved. The reliability of the decision to be made depends on determining an appropriate experimental strategy. In a Full Factorial Design (FFD), equal numbers of observations are made for each level of each factor to determine the independent effects of factors on product performance. This feature is called orthogonality. This experimental strategy encompasses the other described experimental strategies, and it allows observing the variability's effect on performance when one factor level is kept constant and the levels of other factors are varied.

When conducting a Full Factorial Design (FFD) is not economical, easy, or feasible, a Fractional (Partial) Factorial Design, which involves fewer experiments, is used. The Taguchi method applied in the study is a type of fractional factorial design. Although the number of experiments would be 256 in a Full Factorial Design, it has been reduced to 16 using the Taguchi Method.

In Taguchi Experimental Design, the obtained experimental results are evaluated by converting them into Signal-to-Noise (S/N) ratios. Taguchi developed a series of statistics called signal-to-noise ratios to be used as performance criteria in experimental design with the aim of reducing variation. Depending on the nature of the objective, Taguchi divided it into three types and defined a different signal-to-noise ratio for each [21].

Smallest - Best

In this type of problem, the target value for the quality variable is zero. In this case, the signal-to-noise ratio is defined as follows:

$$\frac{S}{N} = -10 * \log_{10} \left[\frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n y_i^2 \right) \right] \quad (2)$$

Largest – Best

Here, the target value is infinite, and the signal-to-noise ratio is defined as:

$$\frac{S}{N} = -10 * \log_{10} \left[\frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{y_i^2} \right) \right] \quad (3)$$

Target Value – Best

In this type of problem, a specific target value (such as product dimensions) is given:

$$\frac{S}{N} = \log \left(\sum_{i=1}^n \frac{y^2}{s^2} \right) \quad (4)$$

In all three cases, the goal is to maximize the S/N ratio.

In this study, the compressive, flexural, and impact strength values of hybrid fiber-reinforced concrete were analyzed based on the largest - best criterion. The signal-to-noise ratio (SN ratio) graphs resulting from these analyses are presented below.

Figure 9 shows the SN ratios for the 28-day compressive strength of concrete. It is observed that as the cement dosage and steel fiber content increase, the compressive strength also increases. Additionally, while there are fluctuations in the polypropylene and basalt fiber content, it is generally noted that an increase in these fibers leads to a decrease in compressive strength.

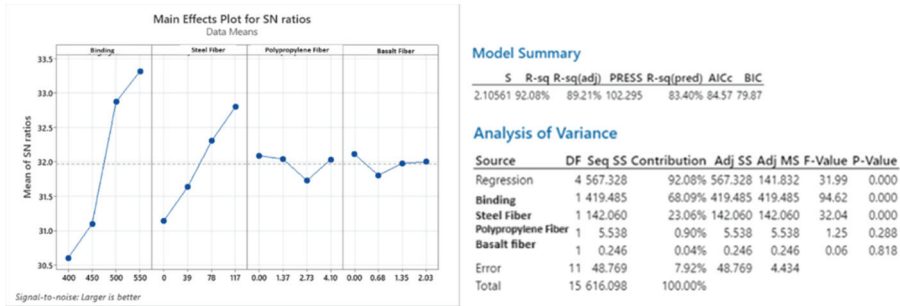


Figure 9 - SN ratio graphs for 28-day concrete compressive strength and Taguchi Analysis ANOVA Results

In order to assess the accuracy of the SN ratios for concrete compressive strength and identify the most influential parameter, an ANOVA (Analysis of Variance) was conducted. The ANOVA table is structured to generate a p-value, which facilitates the testing process by indicating the smallest level of significance at which the null hypothesis (H0) can be rejected. In the program output, a p-value of 0.05 is typically accepted. Hypotheses with values smaller than this are considered acceptable. Furthermore, the analysis table in Figure 9 shows which parameters contribute most significantly to compressive strength.

According to these results, the R-squared value of 92.08% indicates a high level of significance for the hypothesis. Furthermore, the ANOVA p-value being 0.0 supports this finding. Additionally, the binder contributes the most to concrete compressive strength at 68.09%, followed by steel fibers at 23%, and to a lesser extent, polypropylene and basalt fibers contribute slightly.

For flexural strengths, the SN ratio is presented in Figure 10. It shows that an increase in cement dosage and steel fiber content correlates with an increase in flexural strength. Additionally, an increase in polypropylene content partially increases flexural strength, while the effect of basalt fiber on flexural strength is limited. It is understood that macro polypropylene fibers contribute to a limited increase in flexural strength due to their potential for fracture in bending, whereas micro basalt fibers do not significantly affect flexural

strength. Moreover, it is anticipated that the strong effect of macro fibers on flexural strength limits the impact of basalt fibers.

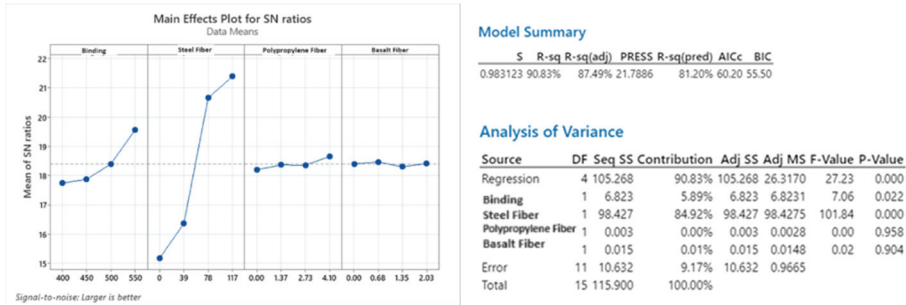


Figure 10 - SN ratio graphs for 28-day concrete flexural strength and Taguchi analysis bending test Anova results

According to the results in Figure 10, the R-squared value of 90.83% indicates a high level of significance for the hypothesis. Additionally, the ANOVA p-value being 0.0 supports this finding. Furthermore, steel fibers contribute the most to flexural strength at 94.92%, followed by binder at 5.89%, and to a lesser extent, polypropylene and basalt fibers affect flexural strength.

The SN ratio for Energy Absorption Capacity is presented in Figure 11. It shows that an increase in binder and steel fiber content correlates with an increase in energy absorption capacity. Additionally, an increase in basalt fiber content at dosages of 0.68 and 1.35 shows an increase in energy absorption capacity. Moreover, an increase in polypropylene fiber contribution partially increases energy absorption capacity, while the effect of basalt fiber on energy absorption capacity is limited. Furthermore, it is observed that the contribution of steel fiber content to energy absorption capacity remains almost the same between 1% and 1.5% variations. This result is due to the calculations being based on a 5 mm deflection. It is anticipated that if the energy absorption capacity were calculated based on a 10 mm deflection, an increase would be more pronounced at a fiber content of 1.5%.

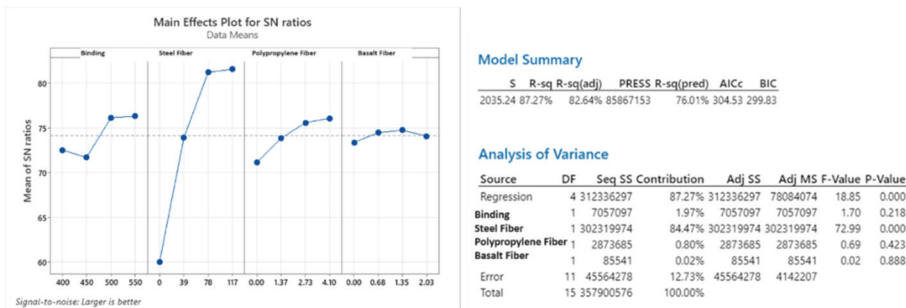


Figure 11 - Energy absorption capacity SN ratio graph and Anova results of Taguchi analysis for Energy Absorption Capacity (EAC) experiment.

The energy absorption capacity Anova results are given in Figure 11. According to these results, an R-squared value of 82.64% indicates that the hypothesis is statistically significant. Additionally, with an Anova p-value of 0.0, this supports the significance of the findings. Furthermore, steel fiber contributes the most, with 84.47% enhancement in energy absorption capacity. There is also a minor contribution from the binder. Polypropylene and basalt fiber additions contribute very little. Since energy absorption capacity largely depends on the increase in ductility of the material, steel fiber contributes significantly to this parameter. However, these results are not applicable to all concretes; they only reflect the mixtures studied in this research.

The Signal-to-Noise (S/N) ratio for the visible first crack impact count is presented in Figure 12. As observed, an increase in binder dosage, steel fiber content, and polypropylene fiber content leads to an increase in the number of visible first cracks. Additionally, it is noted that the influence of basalt fiber content on the first crack impact count is limited. The contribution of polypropylene macro fibers is observed when a dosage of 4.10 kg/m³ is used. This is attributed to the low content of fibers and their lesser impact compared to steel fibers.

Furthermore, while the contribution of microfibers to the first crack impact count was expected, the impact of basalt fibers in the process from elastic to plastic behaviour was not observed.

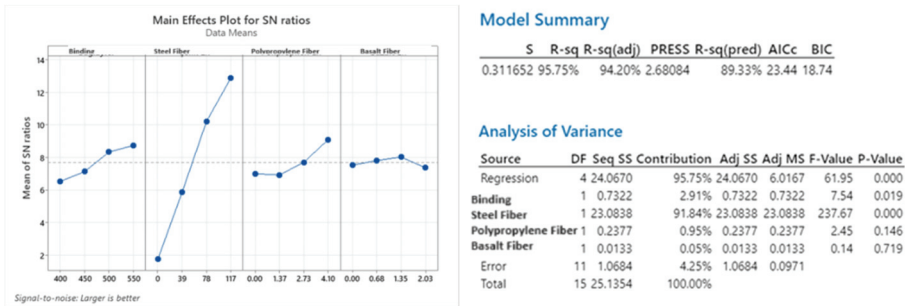


Figure 12 - Results of first crack impact count shown as S/N ratios grap and Anova results for the first crack impact count

Figure 12 presents the Anova results for the first crack impact count. According to these results, an R-squared value of 95.75% indicates a high level of significance for the hypothesis. Additionally, with an Anova p-value of 0.0, this supports the significance of the findings. Furthermore, steel fiber contributes the most to the first crack impact count, with 91.84% enhancement. There is also a minor contribution from the binder. Polypropylene and basalt fiber additions contribute very little. It is observed that parameters contributing to tensile strength mostly influence the first crack impact count.

The Signal-to-Noise (S/N) ratio for the fracture impact count (at 100 mm deflection) is presented in Figure 13. It is observed that as binder dosage, steel fiber content, and polypropylene fiber content increase, the fracture impact count also increases. Additionally, the influence of basalt fiber content on the fracture impact count is seen to be limited. The

contribution of polypropylene macro fibers is observed when a dosage of 4.10 kg/m³ is used. This is attributed to the lower content of fibers and their lesser impact compared to steel fibers.

Furthermore, the contribution of macro fibers to the fracture impact count is consistent with literature, indicating their expected role. The interlocking and pullout processes of macro steel fibers have influenced the fracture impact counts.

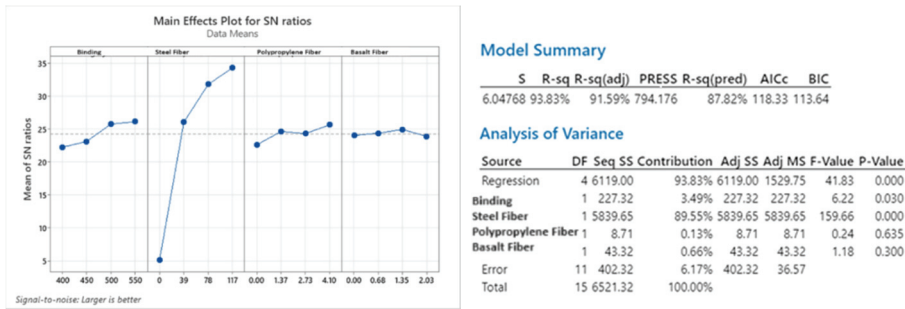


Figure 13 - Fracture impact count results shown as S/N ratios graph and Fracture Impact Count Anova Results

Figure 13 presents the Anova results for the fracture impact count. According to these results, an R-squared value of 91.59% indicates a high level of significance for the hypothesis. Additionally, with an Anova p-value of 0.0, this supports the significance of the findings. Furthermore, steel fiber contributes the most to the fracture impact count, with 89.55% enhancement. There is also a minor contribution from the binder. Polypropylene and basalt fiber additions contribute very little. It is observed that parameters contributing to tensile strength mostly influence the fracture impact count.

Table 12 presents the decibel (dB) values for the variables tested in their maximum amounts, including compressive strength, flexural strength, energy absorption capacity (EAC), first crack impact strength, and fracture impact strength. These values provide insight into the influence of the selected variables on the mechanical properties of fiber reinforced concrete.

According to the data in Table 12, each component exhibits different performances in various mechanical properties. Binder generally shows the highest performance; it provides the highest value in compressive strength with 33.32 dB and also stands out with 19.56 dB in flexural strength. ÇL, on the other hand, shows the highest value in energy absorption capacity (81.52 dB) and also excels in flexural strength with 21.39 dB. PPL generally performs well, achieving a strong value of 32.03 dB in compressive strength, but it falls short compared to ÇL in flexural strength with 18.65 dB. In terms of energy absorption capacity, it provides a value of 76.04 dB, which is close to Binder's performance. BL, compared to the other components, generally has lower values, particularly in compressive strength, where it lags behind with 32.00 dB. However, BL still demonstrates sufficient performance in certain properties, particularly in energy absorption capacity, where it shows the lowest value of 74.06 dB. These results indicate that each component contributes to different mechanical

properties of concrete, and while PPL shows strong performance in certain areas, ÇL outperforms in some properties.

Table 12 - Determining the Taguchi Optimum Concrete Mix and Experimental Results

Series	Decibel values of variables used in maximum amounts				
	Reference Line	Binder	ÇL	PPL	BL
Compressive Strength	31.97	33.32	32.80	32.03	32.00
Flexural Strength	18.39	19.56	21.39	18.65	18.41
EAC	74.14	76.29	81.52	76.04	74.06
First Crack Impact Strength	7.67	8.73	12.87	9.08	7.35
Fracture Impact Strength	24.27	26.09	34.25	25.62	23.85

3.1. Taguchi Optimization of Experimental Results

The optimization results obtained by analyzing the highest-best Taguchi S/N ratios are presented in Table 13. For compressive strength, the mixture with a binder ratio of 550 kg/m³ and steel fiber of 117 kg/m³ yields the highest result. For flexural and first crack impact strength, the optimal mixture includes a binder ratio of 550 kg/m³, steel fiber of 117 kg/m³, and polypropylene fiber at 4.10 kg/m³. Additionally, for fracture impact strength and toughness, the highest results are achieved with a binder ratio of 550 kg/m³, steel fiber of 117 kg/m³, polypropylene fiber at 4.10 kg/m³, and basalt fiber at 1.34 kg/m³.

Table 13 - Determining the Taguchi Optimum Concrete Mix and Experimental Results

Properties	Binding (kg/m ³)	SF (kg/m ³)	PF (kg/m ³)	BF (kg/m ³)	Matched Series (kg/m ³)
28 Day Pressure	550	117	0	0	No (The nearest is K16)
Bending	550	117	4.10	0	No
First crack Impact	550	117	4.10	0	No
Fracture Impact	550	117	4.10	1.35	No
Satiety	500-550	78-117	4.10	1.35	No
OP1	550	117	4.10	0	Bending, Impact, Satiety
OP2	550	117	0	0	Pressure Strenght

According to the evaluations in Table 12, experimental series OP1 is identified as optimal for Flexural Strength, Toughness, and Impact Strength, while experimental series OP2 is determined as optimal for Compressive Strength. This determination was based on the highest-best assessment. Prediction analyses and verification experiments were conducted to validate the accuracy of these series and the Taguchi mathematical model.

3.2. Taguchi Validation Experiments

The Taguchi optimization experiments for series OP1 and OP2, designated for Compressive, Flexural, and Impact Strength tests, were conducted. The results of Taguchi prediction analyses and experimental data are presented in Table 14. The proximity between the optimization experiment results and the predicted outcomes demonstrates the success of this method.

Table 14 - Optimization Prediction Data and Experimental Results

Series	Pressure (28 days, MPa)	Pressure (90 days, MPa)	Flexural Strength (MPa)	Impact Initial (number of blows)	Impact Final (number of blows)	Toughness (N.mm)
OP1(Predict)	51.07	57.56	13.01	4.98	61.89	14495.3
OP1(Experiment)	54.14	58.99	13.97	5.66	65.67	13707.2
OP2(Predict)	52.191	59.76	12.94	4.64	61.88	13196.5
OP2(Experiment)	60.44	64.21	12.36	5	56.33	11137.3



Figure 14 - Experimental results for optimization and Taguchi series

When comparing Taguchi prediction and experimental results, the error of the mathematical model according to regression results does not exceed 15%. This standard deviation is already within the error margin of the experimental data, confirming the validation of the mathematical model.

All experimental results for both control and optimization series are presented in Figure 14. The comparison of optimization series is visually identified in the graph.

4. DISCUSSION

In the experimental studies and Taguchi analyses conducted, it was observed that concrete compressive strength increases with the addition of fiber reinforcement. Tawfiq, Jamshid, and Rodolfo [22] explained this phenomenon by noting that monofilament fibers have a high Young's modulus, which makes them more resistant to compressive loads. They also mentioned that monofilament fibers spread within concrete, easily forming a network between cracks and reducing stress concentrations along crack lines.

Taguchi analyses indicated that binder dosage primarily influences concrete compressive strength, with additional contributions from the inclusion of fibers. It was found that polypropylene and basalt fibers lead to a decrease in concrete compressive strength due to the formation of voids within the matrix.

A recent study by Johnson [23] confirms that the incorporation of fibers, particularly steel fibers, significantly improves the compressive and flexural strengths of concrete. Similar to the findings in the paper, the study emphasizes the importance of fiber-matrix bonding and optimal fiber volume ratios for achieving maximum performance.

Another publication by Lee et al. [24] discusses the role of hybrid fibers in concrete. The combination of different fiber types (e.g., steel and polypropylene) can mitigate the drawbacks of using a single fiber type. This hybrid approach aligns with the observation that using polypropylene or basalt fibers alone does not significantly enhance flexural strength.

In this study, the addition of fibers consistently increased the compressive, flexural and other mechanical properties, and optimum improvement was observed when the fiber volume remained below 2%. In a study by Yoa et al. [25], it was shown that the maximum increase in flexural strength in fiber-reinforced concrete occurred at a fiber volume ratio of 3%. Beyond this point (at 4% fiber content), flexural performance began to decrease, with the composite material containing 4% fiber volume showing the lowest compressive performance among the tested mixtures. Recent research by Zhang et al. [26] corroborates the optimal fiber volume ratio findings. Their study indicates that beyond a certain fiber content (around 3-4%), the mechanical properties of fiber-reinforced concrete begin to decline due to fiber agglomeration and void formation. This matches the results mentioned in the paper, where a 4% fiber volume ratio showed decreased flexural performance.

In this study, the contribution of steel fibers with higher modulus of elasticity to the performance was higher than PPF and BF. This was highlighted by Kumar et al. [27], who highlighted the importance of fiber length and type on the performance of fiber reinforced concrete. The study found that longer fibers with higher tensile strength contributed to better

post-crack behavior and overall mechanical properties, reflecting the observations in the paper on tensile strength and fracture behavior of longer fibers.

The pullout and breakage of fibers, dependent on fiber-matrix interface properties and fiber length, tend to enhance post-crack fracture mechanisms in fiber-reinforced concrete under tensile loading. Longer fibers, which better bond with the cement matrix, tend to exhibit higher pullout forces and can break without complete detachment. In experimental studies, when PPF was used together with SF, it exhibited pull-out behavior. This indicates that the use of PPF together with SF is more effective in enhancing performance. Additionally, it was observed that SF should be used at a minimum of 1% of the concrete volume; otherwise, it tends to pull out rather than rupture.

In this study, it was observed that an increase in fiber content reduced the percentage of breakage in steel fiber-reinforced concrete. This reduction was attributed to decreased stress on the fibers as their number increased. The impact ratio of steel fibers, binder, polypropylene, and basalt fiber additions sequentially enhanced flexural strength. However, it was found that using polypropylene or basalt fibers alone did not significantly increase flexural strength. In the study by Yoa et al. [28], it was determined that the addition of fibers increased the modulus of rupture across all fiber types. Among the three types of fibers, steel fibers provided the highest modulus of rupture, while polypropylene fibers yielded the lowest. Steel-PP fiber concrete slightly increased the modulus of rupture compared to concrete with only PP fibers but reduced strength compared to simple steel fibers.

This study also observed that steel fibers primarily enhanced concrete ductility and post-crack behavior. The contribution of polypropylene fibers, as indicated by Taguchi analyses, was observed to be less than 1%. Contributions from basalt fibers to flexural and impact strength were not observed, likely due to the microfiber nature of basalt fibers and the lower tensile strength of polypropylene fibers compared to steel. Regarding impact strength of fiber-reinforced concretes, it was found that steel fibers contributed most to impact resistance until the first crack appeared, after which concrete strength played a larger role. Contributions from polypropylene and basalt fibers were limited. Beyond the first crack, up to a deflection of 10 cm, impact resistance was primarily influenced by the pulling and breaking behavior of steel fibers. The findings of this study align with previous research emphasizing the superior performance of steel fibers in enhancing the impact resistance of concrete. Yazıcı et al. [4] demonstrated that the maximum particle size of aggregate should not exceed 20 mm for optimal impact resistance, corroborating the importance of aggregate selection in this study. Kızıllırmak et al. [5] found that reducing the water-cement ratio improves concrete strength, which supports the approach taken in this research to maintain a low water-cement ratio. Nili and Afroughsabet [7] highlighted the benefits of silica fume in improving fiber distribution and mechanical properties in fiber-reinforced concrete. This study's use of silica fume as a mineral additive aligns with their findings, showing enhanced strength and durability in the concrete mixes.

Overall, within the scope of this study, it was determined that the use of steel fibers and binder dosage most significantly influenced flexural, toughness, and impact strength parameters in concrete. The addition of polypropylene fibers did not contribute significantly to the mechanical properties of concrete, likely due to the restraining effect of high-strength, hooked steel fibers. Additionally, it was observed that binder dosage effectively influenced concrete compressive strength, aligning with findings in the literature. The findings in the

paper are consistent with recent research trends and publications in the field of fiber-reinforced concrete. The importance of optimal fiber volume ratios, fiber-matrix interface properties, and the type and length of fibers are well-supported by current literature.

5. CONCLUSION AND RECOMMENDATION

In this study, the effects of binder content, and steel, polypropylene, and basalt fiber amounts on the compressive, flexural, and impact strength of fiber-reinforced concrete were investigated. In this context, an L16 (4^4) matrix was created using Taguchi optimization technique, leading to the formulation of 16 concrete series for experimental investigations. Subsequently, optimization analysis and validation experiments were conducted. Taguchi analyses were validated, and the optimization and analyses were accepted.

i. Tensile Strength and First Crack Impact Number: The highest results for tensile strength and the number of first crack impacts were obtained with a binder ratio of 550 kg/m³, steel fiber 117 kg/m³, and polypropylene fiber 4.10 kg/m³. These findings are consistent with existing studies in the literature and demonstrate that the fiber-matrix bond plays a significant role in enhancing concrete performance. The high binder content creates a dense, cohesive matrix that ensures strong fiber anchorage and effective stress transfer. Steel fibers, with their high modulus of elasticity, act as primary reinforcement by bridging cracks and dissipating energy, while polypropylene fibers control micro-cracks and improve cohesiveness, reducing segregation and enhancing the distribution of steel fibers. This hybrid fiber system leverages the complementary properties of steel and polypropylene fibers, with steel fibers resisting macro-cracks and polypropylene fibers preventing shrinkage cracks, ultimately leading to superior tensile strength and impact resistance. The strong fiber-matrix bond, coupled with the dense matrix, delays crack initiation and propagation, highlighting the importance of fiber-matrix interaction in optimizing concrete performance.

ii. Number of Fracture Impacts and Durability: The highest number of fracture impacts and durability results were obtained using a binder ratio of 550 kg/m³, steel fiber 117 kg/m³, polypropylene fiber 4.10 kg/m³, and basalt fiber 1.34 kg/m³. This shows that combining different types of fibers is effective in optimizing the mechanical properties of concrete. The highest fracture impacts and durability results were achieved due to the synergistic effects of the optimal combination of binder ratio and fibers. A binder ratio of 550 kg/m³ ensures a dense and durable concrete matrix, enhancing hydration and strength. The addition of 117 kg/m³ steel fibers improves tensile strength, fracture toughness, and resistance to cracking by distributing stresses more evenly and reducing crack propagation. Polypropylene fibers at 4.10 kg/m³ control plastic shrinkage cracking and improve impact resistance, especially during early curing stages. Basalt fibers, at 1.34 kg/m³, enhance durability by providing resistance to corrosion, chemical attack, and environmental degradation, while also improving fracture toughness. Together, these fibers create a concrete that offers superior fracture resistance, impact absorption, and long-term durability, making it highly effective in withstanding both mechanical stresses and harsh environmental conditions.

iii. Compressive Strength of Concrete: The study observed that fiber reinforcement increases the compressive strength of concrete. Steel fiber content, binder, and silica fume ratios were identified as the factors with the most significant effects on the impact resistance of concrete. As the binder content increases, the amount of hydration products also increases,

which enhances the strength. It has been observed that the compressive strength of concrete is higher with the addition of steel fibers. This phenomenon has been explained by the fact that monofilament fibers have a high elasticity modulus, making them more resistant to compressive loads. The spread of monofilament fibers within the concrete helps easily form a network between cracks, reducing stress concentration at crack lines. Polypropylene fibers, having a lower elasticity modulus, undergo significant deformation under compression. However, due to their lower elasticity modulus, they behave as small voids in the concrete, which leads to a reduction in compressive strength.

It was determined that steel fibers contribute 23% to the compressive strength of fiber-reinforced concrete, while the binder content accounts for 68%. Additionally, it was found that the effect of polypropylene and basalt fibers is limited but adversely affects compressive strength.

Observations revealed that the toughness, flexural, and impact strength of fiber-reinforced concrete are influenced by the tensile strength of the concrete, with fiber additives contributing positively to these properties. It was further observed that steel fibers contribute most significantly to these properties. However, the impact of basalt fibers was found to be minimal.

Taguchi optimization experiments confirmed that this method can be applied not only within the same material group but also across different types of materials. It was demonstrated that Taguchi analyses provide accurate results for parameters affecting various concrete properties.

The recommendations in the study include general observations but could benefit from specific, actionable suggestions to guide further investigations. Based on the provided content, here are refined recommendations that align with the study's findings and could be investigated further:

Fiber Synergy and Optimization: Explore the effects of varying proportions of steel, polypropylene, and basalt fibers in hybrid combinations, focusing on their contributions to specific mechanical properties like impact resistance and flexural strength. Investigate whether alternate combinations could outperform the optimal mix identified in this study.

Matrix-Fiber Bond Enhancement: Examine methods to improve the fiber-matrix bond, such as using surface-treated or coated fibers, to enhance mechanical performance and reduce fiber pull-out.

Scaling and Practical Applications: Conduct large-scale tests to validate the laboratory findings under real-world conditions, including structural-scale specimens subjected to dynamic loads.

Environmental and Durability Aspects: Investigate the long-term durability of the optimized fiber-reinforced concrete under varying environmental conditions, such as freeze-thaw cycles, chemical exposure, and sustained loading.

Binder Content Variation: Analyze the effects of different binder types and supplementary cementitious materials (e.g., fly ash, slag) on the performance of fiber-reinforced concrete, focusing on sustainability and cost-effectiveness.

Impact of Fiber Length and Distribution: Study the influence of varying fiber lengths and distribution patterns on mechanical properties, especially for impact and flexural performance.

Advanced Analytical Techniques: Employ advanced imaging and analytical techniques, such as X-ray CT scanning, to study the internal distribution and orientation of fibers and their correlation with observed mechanical behavior. These targeted suggestions would not only build on the study's findings but also provide a clear roadmap for future research.

Acknowledgements

This research was conducted within the scope of the doctoral program in the thematic field of YÖK 100/2000 "building-building material-construction management", the SDÜ BAP project with project code FDK-2022-8439 and TUBITAK BİDEB 2211 programs. The authors would like to thank SDÜ BAP unit, YÖK and those who contributed to the YÖK 100/2000 program.

References

- [1] Arıcı, E., Dursun, R., & İnce, R. (2007). Betonun Çarpma Mukavemetinin Tesbiti.
- [2] Anık, S., Metalik Malzemelerin Mekanik Deneyleri, Birsen Yayın Evi, İstanbul, 1999.
- [3] Oltulu, M., & Altun, M. G. (2018). Betonun Darbe Dayanımının Tespitinde Ağırlık Düşürme Deney Yöntemi Ve Yapılan Çalışmalar. Gümüşhane Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, 8(1), 155-163.
- [4] Yazıcı, Ş., & Sezer, G. İ. (2008). Çelik Lifli Betonların Darbe Direncine Agrega Maksimum Boyutunun Etkisi. Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, 14(3), 237-245.
- [5] Kızılırmak, C., Aydın, S., & Yardımcı, M. Y. (2019). Çelik Lif Kanca Geometrisinin Yüksek Dayanımlı Lifli Betonların Statik Ve Darbe Yükleri Altında Eğilme Özelliklerine Etkisi. Journal Of The Faculty Of Engineering & Architecture Of Gazi University, 34(3).
- [6] Nataraja, M. C., Nagaraj, T. S., & Basavaraja, S. B. (2005). Reproportioning Of Steel Fibre Reinforced Concrete Mixes And Their Impact Resistance. Cement And Concrete Research, 35(12), 2350-2359.
- [7] Nili, M., & Afroughsabet, V. (2010). The effects of silica fume and polypropylene fibers on the impact resistance and mechanical properties of concrete. Construction and Building Materials, 24(6), 927-933.
- [8] Mohammadi, Y., Carkon-Azad, R., Singh, S. P., & Kaushik, S. K. (2009). Impact resistance of steel fibrous concrete containing fibres of mixed aspect ratio. Construction and Building Materials, 23(1), 183-189.

- [9] Yavaş, A., Birol, T., Türker, K., Hasgöl, U., vd. (2020). Improvement on Flexural Performance of UHPFRC with Hybrid Steel Fiber. *Teknik Dergi*, 31(6), 10379-10397. <https://doi.org/10.18400/tekderg.485>
- [10] Soufeiani, L., Raman, S. N., Jumaat, M. Z. B., Alengaram, U. J., Ghadyani, G., & Mendis, P. (2016). Influences Of The Volume Fraction And Shape Of Steel Fibers On Fiber- Reinforced Concrete Subjected To Dynamic Loading–A Review. *Engineering Structures*, 124, 405-417.
- [11] Banthia, N., Yan, C., & Sakai, K. (1998). Impact Resistance Of Fiber Reinforced Concrete At Subnorma Temperatures. *Cement And Concrete Composites*, 20(5), 393-404.
- [12] Türker, K., Birol, T., Yavaş, A., Hasgöl, U., vd. (2019). Ultra Yüksek Performanslı Lifli Beton İçeren Kirişlerin Eğilme Davranışı. *Teknik Dergi*, 30(1), 8777-8801. <https://doi.org/10.18400/tekderg.287116>.
- [13] Sharifi, E., Sadjadi, S. J., Aliha, M. R. M., & Moniri, A. (2020). Optimization of high-strength self-consolidating concrete mix design using an improved Taguchi optimization method. *Construction and Building Materials*, 236, 117547.
- [14] Tanyildizi, H., & Şahin, M. (2015). Application of Taguchi method for optimization of concrete strengthened with polymer after high temperature. *Construction and Building materials*, 79, 97-103.
- [15] Mehta, A., Siddique, R., Singh, B. P., Aggoun, S., Łagód, G., & Barnat-Hunek, D. (2017). Influence of various parameters on strength and absorption properties of fly ash based geopolymer concrete designed by Taguchi method. *Construction and Building Materials*, 150, 817-824.
- [16] Lei, B., Li, W., Liu, H., Tang, Z., & Tam, V. W. (2020). Synergistic effects of polypropylene and glass fiber on mechanical properties and durability of recycled aggregate concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 14, 1-14.
- [17] Mindess S., Young F.J., “Concrete”, Prentice-Hall Inc., 1981, p.1, 6-7, 119-137, 184-185, 600, 603, 628-634.
- [18] Donza H., Cabrera O., Irassar E.F., High-strength concrete with different fine aggregate, *Cement and Concrete Research* 32, 2002, p.1755-1761.
- [19] Zhang, W., Chen, S., & Liu, Y. (2017). Effect of weight and drop height of hammer on the flexural impact performance of fiber-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 140, 31-35.
- [20] TS EN 206-1 "Beton-Bölüm 1: Özellik, Performans, İmalat ve Uygunluk", Türk Standardları Enstitüsü, 2002.
- [21] Şirvancı, M. (1997). Kalite için deney tasarımı" Taguçi yaklaşımı". Literatür.
- [22] Tawfiq, K., Amaghani, J., & Ruiz, R. (1999). Fatigue cracking of polypropylene fiber reinforced concrete. *Materials Journal*, 96(2), 226-233.

- [23] Janson, A. (2023). Influence of Fiber Properties on the Behavior of Fiber-Reinforced Concrete (Master's thesis, University of Minnesota).
- [24] Lee, H., Choi, M. K., & Kim, B. J. (2023). Structural and functional properties of fiber reinforced concrete composites for construction applications. *Journal of Industrial and Engineering Chemistry*, 125, 38-49.
- [25] Yao, W., Li, J. ve Wu, K. (2003). Mechanical properties of hybrid fiber reinforced concrete at low fiber volume fraction. *Cement and concrete research*, 33 (1), 27-30.
- [26] Zhang, D. M., Zhou, W. D., Bu, X. H., Jiang, Y., Jia, K., & Yang, G. H. (2022). Failure mechanism and stiffness degradation of double lining with inner R/FRC lining subjected to internal water pressure. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 130, 104737.
- [27] Kumar, R., Babu, T. R., Venkatesan, G., Padhi, S. N., Parida, J. L., & Kumar, V. R. (2023). Investigation of fiber reinforced concrete–Energy absorption capacity with steel and polymeric fibers. *Materials Today: Proceedings*.
- [28] Zollo, R. F. (1997). Fiber-reinforced concrete: an overview after 30 years of development. *Cement and concrete composites*, 19(2), 107-122.
- [29] Balaguru, P. N., & Shah, S. P. (1992). *Fiber-reinforced cement composites*.

Turkish Journal of Civil Engineering (formerly Teknik Dergi)

Manuscript Drafting Rules

1. The manuscript (text, charts, equations, drawings etc.) should be arranged in Word and submitted in ready-to-print format. The article should be typed on A4 (210 x 297 mm) size paper using 10 pt (main title 15 pt) Times New Roman font, single spacing. Margins should be 40 mm on the left and right sides and 52.5 mm at the top and bottom of the page.
2. Including drawings and tables, articles should not exceed 25 pages, technical notes 10 pages. Drawings and tables should be clear and legible; should not use characters smaller than 8 pt.
3. A correct language conforming to the grammar rules should be used in drafting the manuscript. Third singular person and passive tense must be used, and no inverted sentences should be contained. Line numbers should be used throughout the text.
4. Title must be short (10 words maximum) and clear, and reflect the content of the paper.
5. Sections should be arranged as: (i) abstract and keywords, (ii) main text, (iii) symbols, (iv) acknowledgements and (v) references.
6. The abstract should briefly describe the object, scope, method and conclusions of the work and should not exceed 100 words. If necessary, abstract may be modified without consulting the author. At least three keywords must be given. Manuscript title, full names of authors, their affiliations and e-mail addresses should appear in the first page.

An English abstract accompanied by English title and English keywords must be given before the abstract in manuscripts in Turkish.
7. Symbols must conform to the international rules; each symbol must be defined where it appears first, additionally, a list of symbols must be given in alphabetic order (first Latin, then Greek alphabets) at the end of the text, before References.
8. Equations must be numbered using numbers given in brackets at the end of the line.
9. Tables, drawings and photographs must be placed inside the text, each one should have a number and title. Titles should be written above the tables and below the drawings and photographs.
10. Only SI units must be used in the manuscripts.
11. Quotations must be given between inverted commas and the source must be indicated with a reference number.
12. Acknowledgement must be short and mention the people/ institutions contributed or assisted the study.
13. References must be numbered (in brackets) in the text referring to the reference list arranged in the order of appearance in the text. References must include the following information:

If the reference is an article: Author's surname, his/her initials, other authors, full title of the article, name of the journal, volume, issue, starting and ending pages, year of publication.
Example: Naghdi, P. M., Kalnins, A., On Vibrations of Elastic Spherical Shells. J. Appl. Mech., 29, 65-72, 1962.

If the reference is a book: Author's surname, his/her initials, other authors, title of the book, volume number, editor if available, place of publication, year of publication.
Example: Kraus, H., Thin Elastic Shells, New York. Wiley, 1967.

If the reference is a conference paper: Author's surname, his/her initials, other authors, title of the paper, title of the conference, location and year.

If the source is a thesis: Author's surname, his/her initials, thesis title, level, university, year.

If the source is a report: Author's surname, his/her initials, other authors, title of the report, type, number, institution it is submitted to, publication place, year.
14. Discussions to an article published in Turkish Journal of Civil Engineering should not exceed two pages, must briefly express the addressed points, must criticise the content, not the author and must be written in a polite language. Authors' closing remarks must also follow the same rules.
15. Copyright has to be transferred to UCTEA Turkish Chamber of Civil Engineers. The standard "copyright form" signed by the authorised author and the standard "statement of originality" signed by all authors should be submitted together with the manuscript.
16. A separate note listing authors' names, business and home addresses and phone numbers and their brief resumes should accompany the manuscript.
17. The manuscript must be submitted through the DergiPark system. (<https://dergipark.org.tr/tekderg>)

CONTENTS

RESEARCH ARTICLE

Experimental and Numerical Investigation on Strengthening Techniques for Double-Wythe Stone Masonry Walls.....	1
Bilge DORAN, Yasin Murat HOTHOT, Burcu DİNÇ ŞENGÖNÜL, Metin KARSLIOĞLU, Serhan ULUKAYA, Nabi YÜZER	
Türkiye’de İşin Durdurulması Yaptırımının Ölümlü İş Kazaları ile İlişkisi	35
M. Sadi KARADEMİR, Bülent EKİCİ	
Budyko Eğrisinin Uzun Vadeli Havza Planlama Çalışmalarında Su Bütçesi Hesabı için Kullanılması.....	67
Yonca ÇAVUŞ	
Implications of Higher Mode Effects on Seismic Shear Demand of Eccentrically Braced Frames with Short Link Beam	89
Ahmet M. YILDIRIM, Bilge DORAN, Yasin FAHJAN	
Optimization of Mechanical Properties of Mixed Fiber Concrete by Taguchi Method: Impact, Compressive and Flexural Strength.....	115
Mehmet Hanifi ALKAYIŞ, Celalettin BAŞYİĞİT	



UCTEA Turkish Chamber of Civil Engineers
TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası
Necatibey St. No: 57, Kızılay, Ankara / Türkiye
Tel: +90.312.294 30 00 - Faks: 294 30 88
imo@imo.org.tr - www.imo.org.tr