



# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Τομέας Δομοστατικής

Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ ΤΥΠΙΚΟΥ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΤΟΥ 1970 ΑΠΟ ΟΣ



Διπλωματική Εργασία  
Τσουλλχάη Ολσιάν

Επιβλέπων: Ζέρης Χρήστος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Φεβρουάριος, 2024





Copyright © Τσουλλχάη Ολσιάν, 2024  
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Cullhaj Olsian, 2024  
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Τσουλλχάη Ολσιάν (2024)  
ΤΙΤΛΟΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ  
Αποτίμηση και ενίσχυση έναντι σεισμού τυπικού πολυώροφου κτηρίου του 1970 από ΟΣ  
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος,  
Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Τριμελής Εξεταστική Επιτροπή  
Χρήστος Ζέρης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.  
Εμμανουήλ Βουγιούκας, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.  
Σάββας Τριανταφύλλου, Επίκουρος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Cullhaj Olsian (2024)  
DISSERTATION TITLE  
Valuation and reinforcement against earthquake of a typical multistorey building of 1970 by  
concrete  
Laboratory of Reinforced Concrete,  
National Technical University of Athens, Greece

Diploma Thesis Judging Committee  
Christos Zeris, Professor N.T.U.A  
Emmanouil Vougioukas, Assistant Professor N.T.U.A  
Savvas Triantafyllou, Assistant Professor N.T.U.A

## *Ευχαριστίες*

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μου και επιβλέποντα αυτής της διπλωματικής εργασίας κ. Χρήστο Ζέρη για τις πολύτιμες συμβουλές του. Ευχαριστώ τους γονείς μου για την υπομονή και τον αγώνα τους. Επιπλέον θέλω να ευχαριστήσω όσους στάθηκαν δίπλα μου.



**Στους γονείς μου**







ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ  
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

## **ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ ΤΥΠΙΚΟΥ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΤΟΥ 1970 από ΟΣ**

Τσουλλχάη Ολσιάν  
Επιβλέπων: Καθηγητής Ζέρης Χρήστος

Φεβρουάριος 2024

### **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Η αποτίμηση και ενίσχυση των κατασκευών αποτελεί πλέον αντικείμενο ενασχόλησης πολλών μελετητών στον Ελληνικό χώρο. Η ανάγκη αυτή έχει προκύψει από την παλαιότητα του δομημένου περιβάλλοντος της χώρας, καθώς και από την δυσκολία αντικατάστασης κτιρίων κτισμένων σε οικόπεδα, με νέα τα οποία είτε είναι οικονομικώς ασύμφορα είτε δεν έχουν την ίδια ωφέλιμη κάλυψη και αξιοποιήσιμη επιφάνεια λόγω των νεότερων κτηριοδομικών κανονισμών.

Χάριν της οικονομικής εναλλακτικής που αποτελεί έχει ανθίσει ο τομέας των ενισχύσεων, ο οποίος την τελευταία δεκαετία ειδικά εν μέσω της κρίσης άρχισε να διαδίδεται. Πλέον ο νέος μηχανικός της πράξης και ενασχολούμενος με μελέτες είναι σίγουρο ότι θα έχει να αντιμετωπίσει έργα ενίσχυσης, είτε αυτό είναι σε κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος ή σε τοιχοποιία, κάποιων εκ των οποίων διατηρητέα και σταδιακά ακόμα και πολλές γέφυρες, όπου στην χώρα μας δεν έχουν εφαρμοστεί συστηματικά τέτοιου είδους ενισχύσεις.

Αυτή η εργασία στοχεύει στο να εντοπίσει κυρίως τους μορφολογικούς παράγοντες που επηρεάζουν την συμπεριφορά μίας τυπικής πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος. Ειδικά αυτών που έχουν κατασκευαστεί εποχές όπου ο ικανοτικός σχεδιασμός και οι αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας αποτελούσαν ακαδημαϊκή γνώση.

Αναζητάται η επιρροή των τοιχοπληρώσεων η οποία έχει διερευνηθεί σε μεγάλο βαθμό από την ελληνική βιβλιογραφία αλλά και η επιρροή των κλιμακοστασίων, των οποίων η διάταξη εντός του κτηρίου η μορφή αλλά και η κατεύθυνση των μελών μπορεί να είναι κρίσιμη για την συμπεριφορά της εκάστοτε κατασκευής. Τα κλιμακοστάσια δεν έχουν διερευνηθεί αρκετά στις σύγχρονες κατασκευές, όπου η εγγύτητά τους στον πυρήνα του ανελκυστήρα πιθανώς να μειώνει την όποια καίρια επιρροή τους στη συμπεριφορά των πολυώροφων κατασκευών.

Κατόπιν εκ των διαφόρων αναλύσεων επιλέγεται αυτή που είναι και η πιο δυσμενής, η οποία αποτιμάται και αποφασίζεται η ενίσχυση της. Η μέθοδος ενίσχυσης που επιλέγεται είναι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς η κατασκευαστική αδρότητα της μεθόδου επιτρέπει την εκτέλεση της με σφάλματα από τα συνεργεία, μιας και αποτελεί πραγματικότητα η μη ύπαρξη πιστοποιημένων συνεργείων για την εφαρμογή αυτών των μεθόδων. Οι ενισχύσεις με μεταλλικές κατασκευές όπως σύνδεσμοι δυσκαμψίας ή ινοπλισμένα πολυμερή δεν επιλέχθηκε καθώς αποτελεί δύσκολο αντικείμενο για τους εφαρμοστές όπου η συνάφεια μεταξύ ενίσχυσης και υφιστάμενου σκυροδέματος δεν μπορεί πάντα να εξασφαλιστεί όπως θα αναμενόταν.

Η παρούσα διπλωματική είχε έναν έντονο ερευνητικό χαρακτήρα με την αναζήτηση συγγραμμάτων που περιέγραφαν τις κατασκευαστικές πρακτικές που εφαρμόστηκαν από τον

παγκόσμιο πόλεμο και μετά. Αναζητήθηκε πλήθος συγγραμμάτων εκείνων των δεκαετιών και γίνεται μία προσπάθεια να συνοψιστεί όλη αυτή η πληροφορία

Επίσης λόγω της τυπικότητας του κτηρίου δόθηκε η δυνατότητα να εξεταστεί παραμετρικά η επίπτωση των ενισχύσεων στα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής καθώς οι επεμβάσεις επεκτείνονται από το ισόγειο στους ανώτερους ορόφους.

Όσον αφορά τις ενισχύσεις μελετήθηκαν τρεις περιπτώσεις με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος στα υποστυλώματα, με μεταλλικούς κλωβούς και με εμφανιζόμενα τοιχώματα. Σε κάθε περίπτωση οι δοκοί λόγω έντονης ανεπάρκειας ήταν ενισχυμένες με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Ενώ καταλήγει στην μορφολογικά και θεωρητικά τεκμηριωμένη πιο πρόσφορη λύση.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING  
LABORATORY OF CONCRETE STRUCTURES

## **SEISMIC ASSESEMENT and RETROFTI of a TYPICAL MULTISTORY REINFORCED CONCRETE BUILDING of 1970**

Cullhaj Olsian

Supervisor: Professor Zeris Christos

February 2024

### **ABSTRACT**

Nowadays, seismic assessment and retrofitting projects are quite common in Greece as the building stock is quite old and construction of new buildings might be limited by the current building regulations. For example, demolishing existing buildings and making new ones may be more costly than upgrading the initial ones or a smaller total area and height of new buildings might be permitted today compared to some years ago.

Being the most economical solution in many cases, the seismic strengthening of structures is gaining popularity, especially during the financial crisis of the last decade. It is evident that more and more practicing engineers will work on the seismic retrofitting of reinforced concrete and masonry buildings. Moreover, there is a significant number of listed buildings and monuments in Greece, which need to be preserved. Even old bridges need to be evaluated and assessed, although there are no many intervention applications on infrastructure assets in the country yet.

The aim of this project is to examine the behaviour of different structural configurations in a typical reinforced concrete frame building. The case study assumes poor design practices, hence that no capacity design or ductility provisions had been applied at the time of construction.

The effects of infill masonry walls are explored, which have also been studied to a big extent by Greek researchers. Furthermore, the role of staircases is examined as it is known that both their shape and position in the building layout can be crucial for the seismic behaviour of the building. There are no extensive studies on the effects of staircases in modern multistory buildings, so more building models where staircases are not surrounded by core walls worth be analysed.

The retrofitting strategy is based on the worst case results coming from the seismic evaluation analyses of the typical frame. It is decided that reinforced concrete jackets are the optimum strengthening method thanks to its simple application. Moreover, the workers on site are quite experienced in the implementation of this measure and the probabilities of making mistakes are minimised. Retrofitting methods using steel structures such as bracings or FRP wraps were not selected as their implementation is more difficult and specialist skills are required. It is also hard to ensure an efficient bond between old and new structure by applying the last two strengthening methods.

The scope of this project is to serve research purposes. Therefore, particular focus was given to literature review and the construction techniques and historical practices since World War II and onwards were searched thoroughly. All this information has been collected from numerous sources and are presented in the following pages concisely and clearly.

Several parametric analyses were conducted in order to observe the effects of the intervention measures in the dynamic response of the structure. The retrofitting applications extend from ground level up to upper floors.

Three retrofitting methods were studied: reinforced concrete jackets applied to the columns, steel jacketing with plates and additional infilled shear walls. All the beams are strengthened with reinforced concrete jackets as their bending and shear resistance is very low. The most structurally efficient and economical method is finally proposed as the optimal solution.



# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ</b> .....	15
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	19
1.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	20
1.2. Οι Αρχικές Προσεγγίσεις -1959 .....	20
1.3. Το Διάστημα 1959-1985 στις κατασκευές Ο.Σ. ....	23
2. ΚΤΗΡΙΑ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ 1959-1985 .....	25
2.1. Η μορφολογία των κτηρίων της εξεταζόμενης εποχής .....	26
2.2. Μέλη των πρώιμων εγχώριων πλαισιακών κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος .....	27
2.2.1. Πλάκες.....	27
2.2.2. Δοκοί .....	28
2.2.3. Υποστυλώματα και κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.....	30
2.2.4. Κλιμακοστάσιο .....	30
2.2.5. Θεμέλια .....	30
2.3. Το υπό μελέτη κτήριο .....	30
3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ .....	33
3.1. ΒΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ .....	35
3.1.1. Αρχική Μελέτη .....	35
3.1.2. Αποτύπωση .....	36
3.1.3. Ανάλυση της κατασκευής .....	36
3.2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	38
3.2.1. Εύρεση των Ιδιομορφών .....	39
3.2.2. Φασματική Ιδιομορφική Ανάλυση.....	39
3.2.3. Υπερωθητική Στατική Ανάλυση Pushover .....	39
3.2.4. Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας .....	40
3.3. ΕΠΙΡΡΟΗ ΜΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ .....	40
3.3.1. Τοιχοπληρώσεις.....	40
3.3.2. Κλιμακοστάσια .....	42
3.3.3. Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.....	42
3.3.4. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΩΝ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ .....	42
4. ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ .....	43
4.1. ΚΑΝ.ΕΠΕ .....	44
4.1.1. Στόχος Αποτίμησης ή Ανασχεδιασμού .....	44
4.1.2. Δυσκαμφίες στοιχείων.....	46

4.1.3.	Αξιοπιστία Δεδομένων.....	46
4.1.4.	Επιμέρους Συντελεστές ασφαλείας.....	48
4.1.5.	Συντελεστής Συμπεριφοράς.....	48
4.1.6.	Ερήμην τιμές.....	49
4.2.	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ.....	50
5.	ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	51
5.1.	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΗ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ...	54
5.1.1.	Αποκατάσταση της Διεπιφάνειας.....	54
5.1.2.	Ενισχύσεις με μεταλλικά στοιχεία και με ινοπλισμένα πολυμερή.....	56
5.1.3.	Ενίσχυση Κόμβων.....	56
5.1.4.	Ενίσχυση σε περιμετρικό υποστύλωμα.....	57
6.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	59
6.1.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΗ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ.....	60
6.1.1.	ΡΑΦ ΤΟΛ.....	60
6.2.	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΙ ΤΩΝ ΣΥΝΟΡΙΑΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ.....	60
6.2.1.	Διαφράγματα.....	61
6.3.	ΦΟΡΤΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	61
6.4.	ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ.....	62
6.4.1.	Υλικά Υφιστάμενης Κατασκευής.....	62
6.4.2.	Έδαφος.....	62
6.4.3.	Ζώνη Σεισμικότητας.....	62
6.4.4.	Συντελεστής Σπουδαιότητας.....	62
6.4.5.	Τοιχοπληρώσεις.....	62
7.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	64
7.1.	Αποτίμηση και αξιολόγηση των δοκών.....	65
7.2.	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	68
7.2.1.	Αποτίμηση του πλαισίου.....	68
7.2.2.	Αποτίμηση Κλιμακοστασίου.....	69
7.2.3.	Αποτίμηση τοιχοπληρώσεων.....	71
7.2.4.	Αποτίμηση Τοιχοπλήρωσης μειωμένου ύψους.....	73
7.2.1.	Αποτίμηση Πυλωτής.....	75
7.2.2.	Συγκεντρωτική σύγκριση των Αποτιμήσεων.....	76
7.3.	ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ.....	78
7.3.1.	Μελέτη εναλλακτικών μορφών ενισχύσεων στην Υφιστάμενη κατασκευή.....	78
7.3.2.	Ενίσχυση με Μανδύες.....	81
7.3.3.	Ενίσχυση με Μεταλλικούς Κλωβούς.....	82



7.3.4. Εμφανιζόμενα Τοιχώματα .....	82
7.3.5. Σύνοψη Ενισχύσεων .....	83
7.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ .....	84
7.4.1. Υφιστάμενο Πλαίσιο Δοκός Δ9-Σ4 .....	86
7.4.2. Ενισχυμένο Πλαίσιο Δοκός Δ9-Σ4 .....	87
7.4.3. Ποιοτική Σύγκριση πριν και μετά την ενίσχυση .....	90
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	92
8.1. Συμπεράσματα .....	93
8.2. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα .....	93
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	96
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ .....	98



# **1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστούν συνοπτικά οι βασικές αρχές των επεμβάσεων.

## 1.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αξιολόγηση μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι αντικείμενο που απαιτεί πέραν της βαθιάς γνώσης των σύγχρονων κανονισμών και μεθοδολογιών για την μελέτη αντισεισμικών κτηρίων, την κατανόηση των παλαιότερων προσεγγίσεων στο θέμα του αντισεισμικού σχεδιασμού. Πέραν όμως των μεθόδων που παρουσιάζονται στα συγγράμματα της εποχής κατασκευής ενός κτηρίου σημαντική είναι η γνώση της εφαρμογής των μελετών και του πώς εν τέλει αυτές υλοποιούνταν από τα συνεργεία στην φάση της κατασκευής. Η γνώση των κατασκευαστικών πρακτικών παλαιότερων δεκαετιών είναι σε μεγάλο βαθμό πληροφορία που χάνεται, καθώς ούτε συστηματική αρχειοθέτηση των μελετών υπήρχε και αν τηρούταν η έντυπη μορφή των μελετών δεν βοηθάει στην συντήρησή τους στο χρόνο, ούτε σημαντικό οπτικοακουστικό υλικό υπάρχει από τις εποχές εκείνες που αφορούν μία μελέτη αποτίμησης για τις ακολουθούμενες πρακτικές. Εν τέλει ο μηχανικός μελετητής που διενεργεί την αποτύπωση μίας κατασκευής οφείλει να αναγνωρίσει και να αποτυπώσει την μεθοδολογία κατασκευής και τις τεχνικές που ακολουθήθηκαν για να μειώσει όσο το δυνατόν την αβεβαιότητα σε ήδη πολυπαραγοντικό και περίπλοκο πρόβλημα. Αυτός είναι και ο λόγος που κρίνεται καίριας σημασίας μία βασική γνώση τουλάχιστον της αναφερόμενης στη βιβλιογραφία του τελευταίου μισού του περασμένου αιώνα και η οποία παρουσιάζεται παρακάτω.

## 1.2. Οι Αρχικές Προσεγγίσεις -1959

Η ενασχόληση με μία κατασκευή σε κάθε περίπτωση είτε αυτή είναι νέα είτε υφιστάμενη απαιτεί από τον μελετητή την αναγνώριση της μορφολογίας της, του στατικού συστήματός της και την ροή της φόρτισης από την ανωδομή στη θεμελίωση. Σε πρώτη φάση από τα στατικά φορτία και κατόπιν την αναγνώριση του συστήματος αντίστασης (φέροντα οργανισμού) στα οριζόντια φορτία εφόσον αυτό υπάρχει και αν έχει δημιουργηθεί, με κύριο γνώμονα την αντίσταση στα σεισμικά φορτία.

Η Ελλάδα γνώρισε μεγάλη οικιστική κατασκευαστική άνθηση λόγω των αναγκών στέγασης και των προσφύγων της Μικρασιατικής Καταστροφής αλλά και της εσωτερικής μετανάστευσης μετά τον Δεύτερο Παγκόσμιο Πόλεμο ειδικά τις δεκαετίες του 50 και 60. Το κίνημα της αστικοποίησης ήταν μαζικότατο και άλλαξε τρομακτικά τις μεγαλουπόλεις με τις έντονες ανάγκες στέγασης που προέκυψαν από την πληθυσμιακή έκρηξη που συνέβη στα αστικά κέντρα. Έχοντας αυτές τις χρονολογίες υπόψιν, μπορεί να γίνει η παραδοχή πως η πλειονότητα των αστικών κατασκευών και της γνωστής σε όλους πολυκατοικίας που προέκυψε από τη δεκαετία του 1950 και ύστερα, με μικρότερο αριθμό κατασκευών μεταξύ 1920 και 1950. Έτσι και άρχισε ουσιαστικά η παραγωγή τσιμέντου στην Ελλάδα.

Σε πολλές περιπτώσεις οι κατασκευές πριν από την δεύτερο παγκόσμιο πόλεμο ήταν μεν πολυώροφες αλλά το στατικό τους σύστημα βασιζόταν σε τοιχοποιία και ίσως σε μεταλλικές δοκούς με χαμηλές καμάρες από οπτόπλινθους για τον σχηματισμό των πατωμάτων. Η χρήση του σκυροδέματος ήταν περιορισμένη, οπότε, πιθανότατα μέχρι εκείνη τη χρονολογία, οι πολυώροφες κατασκευές είναι αστικές οικίες από τοιχοποιία, εκ των οποίων όσες σώζονται σήμερα και δεν έγιναν θύματα της αντιπαροχής, πιθανότατα να πρόκειται για διατηρητέες κατασκευές του νεοκλασικού ρυθμού.

Οι κατασκευές που αφορούν την παρούσα διπλωματική με βάση το παραπάνω ιστορικό εντάσσονται χρονολογικά την εποχή του 1950 -1985. Ωστόσο πάντοτε στις επιστήμες και δη τις εφαρμοζόμενες παρατηρείται μια χρονική καθυστέρηση στην εισαγωγή νέων μεθόδων και ιδεών. Ίσως αυτή η χρονική υστέρηση υπολογίζεται ως χρόνος εξέλιξης και έναρξης άσκησης επιρροής στον τεχνικό κόσμο της εκάστοτε γενιάς που έχει εκπαιδευτεί στα νεότερα δεδομένα. Επομένως η βιβλιογραφική αναφορά θα πρέπει να περιέχει και παραπομπές σε γνώσεις που διατυπώθηκαν προ εικοσαετίας σε σχέση με τις κατασκευές που ενδιαφέρουν την παρούσα εργασία.

Σε μία ιστορική εν γένει βιβλιογραφική αναφορά στα περιεχόμενα της βιβλιοθήκης του ΤΕΕ οι πρώτοι κανονισμοί που αποδίδονται στην ελληνική γλώσσα είναι οι γερμανικοί [1], [2] κατόπιν ακολουθεί το αναλυτικό σύγγραμμά του καθηγητή Κορωναίου [3] το 1938 και κατόπιν συνεχίζεται μετά τον πόλεμο με την πρώτη έκδοση του με το βιβλίο του Παπαθεοδώρου [4]. Ο σεισμός του Λουτρακίου το 1928 και της Λάρισας το 1941 προκάλεσαν κάποια κρατική παρέμβαση όσον αφορά την εφαρμογή αντισεισμικών κανονισμών. Οι σεισμοί της Ζακύνθου στο Αργοστόλι το 1953 και της Θεσσαλίας στους Σοφάδες το 1954 κατέστησαν επιβεβλημένο [5] τον πρώτο κανονισμό για έργα οπλισμένου σκυροδέματος που αφορά το σύνολο της επικράτειας, καθώς μέχρι τότε εφαρμοζόντουσαν κανονισμοί σε τοπικό επίπεδο, όπως για τους σεισμούς που προαναφέρθηκαν αλλά και για όποιον νέο συνέβαινε απλώς επεκτεινόταν οι διατάξεις στην εκάστοτε επηρεαζόμενη περιοχή.

Ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 αφορά το σύνολο της χώρας και συνοδεύεται από τους αντίστοιχους σεισμικούς χάρτες, και βασίζεται στην θεωρία του καθηγητή Ρουσσόπουλου «Ακριβής ελληνική Μέθοδος» [6] η οποία λόγω της αδυναμίας υλοποίησης εκτενών υπολογισμών μέσω ηλεκτρονικού υπολογιστή αδυνατούσε να προσεγγίσει ικανοποιητικά όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Στον συγκεκριμένο κανονισμό πάντως υπήρχε σύσταση για την διάταξη τοιχωμάτων στην κατασκευή και μορφής Γ στις γωνιές αυτής με τον έλεγχο να πραγματοποιείται σε επίπεδο επιτρεπόμενων τάσεων.



Εικόνα 1: Ο χάρτης σεισμικού συντελεστή του 1956 [6].

### 1.3. Το Διάστημα 1959-1985 στις κατασκευές Ο.Σ.

Στο διάστημα αυτό σημειώνεται σημαντική ακαδημαϊκή πρόοδος . Μάλιστα, μετά το 1970 είναι η πρώτη περίοδος όπου αρχίζουν να εμφανίζονται οι ηλεκτρονικοί υπολογιστές. Ως επεξηγηματικό του βιβλίου του Ρουσσόπουλου [6] που ήταν πολύ διαδεδομένο στους μηχανικούς της εποχής, συμπληρωματικό μέσω παραδειγμάτων ήταν και το βιβλίο του Κοσμόπουλου [7]. Σημαντική συνεισφορά αυτή την περίοδο στην ανάλυση του ΟΣ αλλά και στην αντισεισμική μηχανική προκύπτει από τους Τάσιο, Πενέλη, Σιμόπουλο, Γκρος, Σπυρόπουλο και Κοκκινόπουλο. Λίγο μετά τα μέσα αυτής της περιόδου κυκλοφορεί το τρίτομο έργο του Απόστολου Κωνσταντινίδη το 1975 Εφαρμογές Οπλισμένου Σκυροδέματος [8] το οποίο βρισκόταν στην κατοχή πολλών μηχανικών και η λογική του διέπει πολλές από τις κατασκευές που δημιουργήθηκαν αυτή τη περίοδο και είναι αντικείμενα αποτίμησης και ενίσχυσης πλέον. Είναι το διάστημα κατά το οποίο εφαρμόζεται ο νέος κανονισμός DIN 1045 (1974).

Αυτή η περίοδος σημαδεύτηκε από τους σεισμούς του Αγίου Ευστράτιου το 1968 τον σεισμό της Βόλβης που προκάλεσε μεγάλες βλάβες στη Θεσσαλονίκη το 1978 και τον ισχυρότατο σεισμό των Αλκυονίδων το 1981 στον Κορινθιακό που επηρέασε κυρίως το Λουτράκι αλλά είχε και συνέπειες στο δομημένο περιβάλλον της Αθήνας [9]. Έτσι το 1984 [10] τροποποιείται ο ΕΑΚ του 1959 [6] με πρόσθετες απαιτήσεις πλαστιμότητας, έλεγχο μετατοπίσεων και ικανοτικές διατάξεις που πλέον καθιστά σημαντική την ενσωμάτωση κατάλληλων λογισμικών ανάλυσης για την επίλυση των κτηρίων και δίνει το έναυσμα για την ανάπτυξη των πρώτων εγχώριων υπολογιστικών εφαρμογών. Κατόπιν του σεισμού της Καλαμάτας το 1986 συντάσσεται ο Νέος αντισεισμικός κανονισμός του 1992 ΝΕΑΚ [11]. Ο ΝΕΑΚ μετά τους σεισμούς της Πάρνηθας αναθεωρήθηκε το 2000 δίνοντας τον ΕΑΚ 2000 [12] οποίος συμβαδίζει με τους Ευρωκώδικες πλέον και εφαρμόζεται μέχρι σήμερα και μέχρι την αναθεώρηση του κανονισμού που αναμένεται την επόμενη τριετία (2026) με την δεύτερη γενιά Ευρωκωδίκων .





## **2. ΚΤΗΡΙΑ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ 1959-1985**

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η λογική μόρφωσης των κτιρίων τις περιόδου που πραγματεύεται αυτή η διπλωματική σε επίπεδο φορέα αλλά και μεμονωμένων μελών.

## 2.1. Η μορφολογία των κτηρίων της εξεταζόμενης εποχής

Τα κτήρια της εποχής εκείνης είχαν ως κύριο στατικό φορέα πλαίσια δοκών υποστυλωμάτων που στην πλειοψηφία τους διέθεταν εκτεταμένες και κυρίως κανονικές καθ ύψος περιμετρικές (μπατικές) τοιχοπληρώσεις και εσωτερικά χωρίσματα για την αρχιτεκτονική διαμόρφωση τους. Εν γένει απουσίαζαν οι ανελκυστήρες ή οπου εφαρμόζονταν το σχηματιζόμενο φρέαρ κάτοψης Π, ήταν περιορισμένων διαστάσεων εάν ήταν από ωπλισμένο σκυρόδεμα ή σε παλαιότερες κατασκευές αποτελούταν από μεταλλικό κλωβό και θάλαμο διαμπερή με χαμηλή συνεισφορά στην στιβαρότητα του κτιρίου και, όπου απαιτείτο, μονή (δομική) τοιχοπήρωση.

Οι στάθμες μεταξύ των οροφών κυμαίνονταν στα 3 μετρά κάτ. ελάχιστο . Επειδή επρόκειτο για αστικές κατασκευές δεν ήταν σπάνιο ο χώρος του ισογείου να προσανατολίζεται για εμπορική χρήση με μεγαλύτερο καθαρό ύψος σε σχέση με τους υπερκείμενους ορόφους. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα σε πολυσύχναστους δρόμους η όψη του ισογείου προς την οδό να μην περιέχει κάποια τοιχοπήρωση ομοίως με τα εσωτερικά φατνώματα του ισογείου. Ακόμα οι περιμετρικές τοιχοπληρώσεις του ισογείου κατά περίπτωση δεν κάλυπταν το σύνολο του ύψους των φατνωμάτων αλλά έφταναν μέχρι ύψους 0.5 έως 1 μέτρου από την υπερκείμενη δοκό, σχηματίζοντας έτσι κοντά υποστυλώματα. Αυτά τα κτίρια κυμαίνονταν από 2 έως 7 ορόφους αναλόγως την εγγύτητα τους στο αστικό κέντρο . Η πυλωτή συνήθως απουσίαζε από τα κτήρια αυτής της περιόδου και ο λόγος ήταν ότι δεν είχε εξελιχθεί τόσο έντονα το πρόβλημα της στάθμευσης και ο λόγος ήταν ότι η μαζικότητα της αντιπαροχής στόχευε στην άμεση στέγαση της εσωτερικής μετανάστευσης που προσέρχονταν στα μεγάλα αστικά κέντρα για την κάλυψη των βιοποριστικών της αναγκών, επομένως το αυτοκίνητο ήταν είδος πολυτελείας .Κάποιες ακανονικές καθ ύψος υπήρχαν όταν στο ισόγειο υπήρχε μαγαζί (υψηλό ισόγειο, πατάρι, στοά).



Εικόνα 2: Αστοχία κτηρίου με ανοίγματα στη μια διεύθυνση προς την οδό για εμπορική χρήση [13]

Οι περιμετρικές τοιχοπληρώσεις ήταν συνήθως μπατικές ή δίπλες δρομικές με κενό εν είδη θερμομόνωσης, ενώ η εσωτερική τοιχοποιία για την διαμόρφωση των χωρισμάτων ήταν συνήθως μονή δρομική . Στους ανώτερους ορόφους διαμορφώνονταν εξώστες εκτός της περιμέτρου του σκελετού ή βεράντες στα περιμετρικά εσωτερικά φατνώματα. Τα κλιμακοστάσια είτε ήταν ευθύγραμμης διάταξης είτε στροφικής μορφής με απουσία πλατύσκαλου στο ενδιάμεσο του ύψους και η στήριξη τους γίνονταν

είτε απευθείας στα υποστυλώματα είτε μέσω κεκλιμένης δοκού στην πλάτη του κλιμακοστάσιου ενώ το περιμετρικό γέμισμα γινόταν από τοιχοπληρώσεις. Η απόληξη του κλιμακοστάσιου συχνά γινόταν σε ορθγωνικής κάτοψης προεξοχή η οποία αποτελούνταν από τοιχοποιία όμοια με αυτή των τοιχοπληρώσεων χωρίς κάποιον σκελετό και απλώς με πλακά οπλισμένου σκυροδέματος για την στέγασή του. Κάποιες από αυτές κατασκευές που κατασκευάστηκαν στο τέλος αυτής της περιόδου έφεραν απότμηση του περιτυπώματος των τελευταίων οροφών καθώς έπρεπε να ικανοποιούν τις πολεοδομικές διατάξεις, περιορισμού του ιδεατού στερεού του όγκου του κτηρίου. Ενώ σε πολλές από τις κατασκευές αυτές στον τελευταίο όροφο διαμορφωνόταν στο δώμα ρετιρέ σε τμήμα της κάτοψης. Μία από τις μεγαλύτερες παραλείψεις που παρουσιάζεται συστηματικά σε κτήρια των περασμένων δεκαετιών είναι η έλλειψη αντισεισμικού αρμού ικανού πλάτους για την υποδοχή της ταλάντωσης όμορων κατασκευών.

## 2.2. Μέλη των πρώιμων εγχώριων πλαισιακών κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος

### 2.2.1. Πλάκες

Το πάχος των πλακών κυμαινόταν από 12 με 20cm ενώ μπορεί να έφτανε μέχρι 6 cm σε μη φέρουσες (όπως τις προηγούμενως περιγραφόμενες στις απολήξεις των κλιμακοστάσιων). Δεν είναι σπάνιο να έχουμε πλήρωση αυτών των πλακών με ελαφροβαρή σώματα για εξοικονόμηση φορτίου όπως τούβλα (Εικόνα 1) ή σπανιότερα τσιμεντόλιθους. Οι οπλισμοί των πλακών κάμπτονταν από το άνοιγμα προς τις στηρίξεις για την παραλαβή των αρνητικών ροπών σε μήκος 20% του ανοίγματος της πλάκας ενώ πάλι σε ενδιάμεσες στηρίξεις συνεχίζονταν στο διπλανό άνοιγμα κατά 20% του μήκους του ανοίγματος, ενώ η αγκύρωση των οπλισμών τους γινόταν με άγκιστρο 180° και μήκος 10 cm.



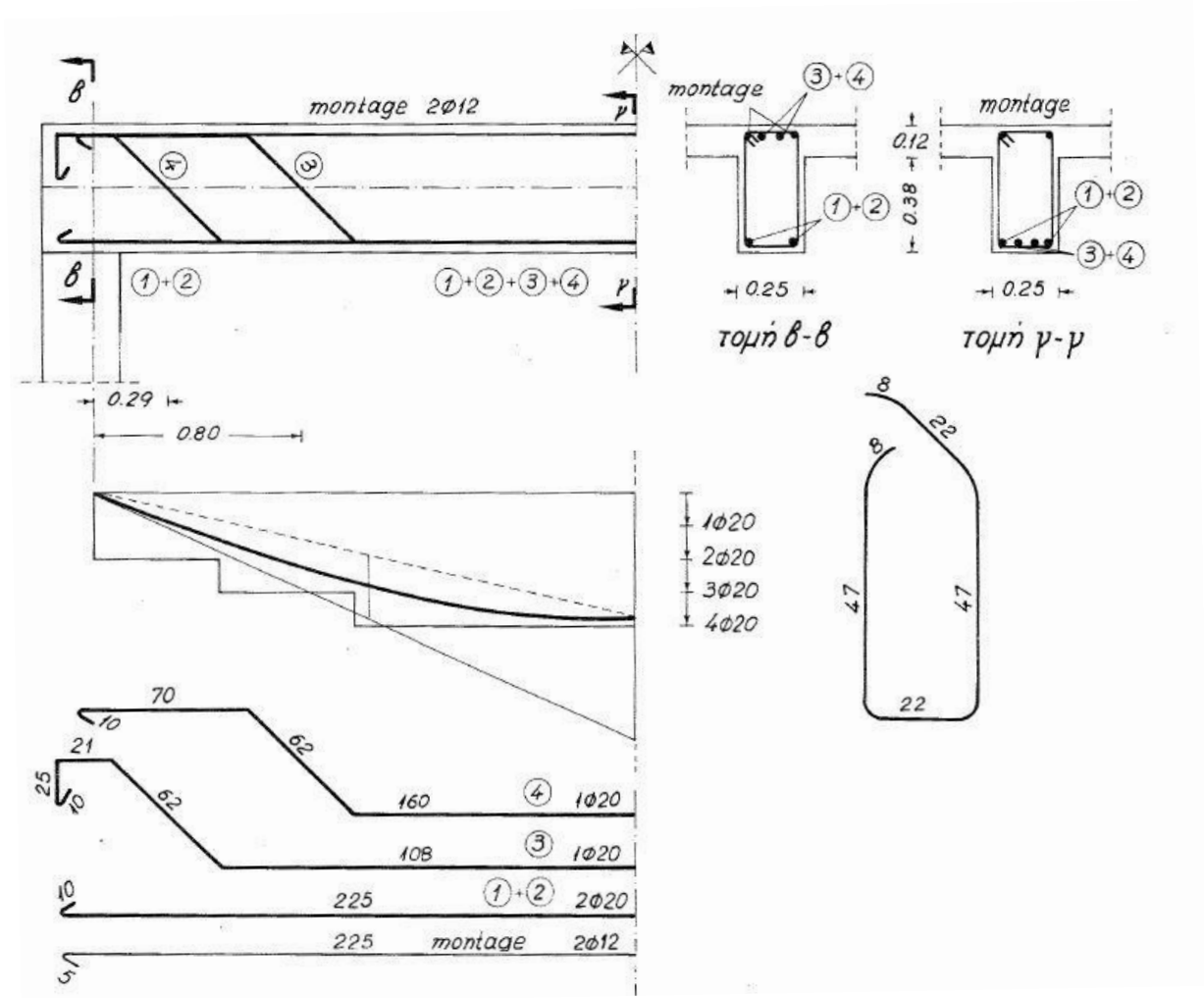
Εικόνα 1: Πλάκα με διαδοκίδες οπλισμένου σκυροδέματος και πλήρωση με οπτόπλινθους αμφίβολης διαφραγματικής λειτουργίας

### 2.2.2. Δοκοί

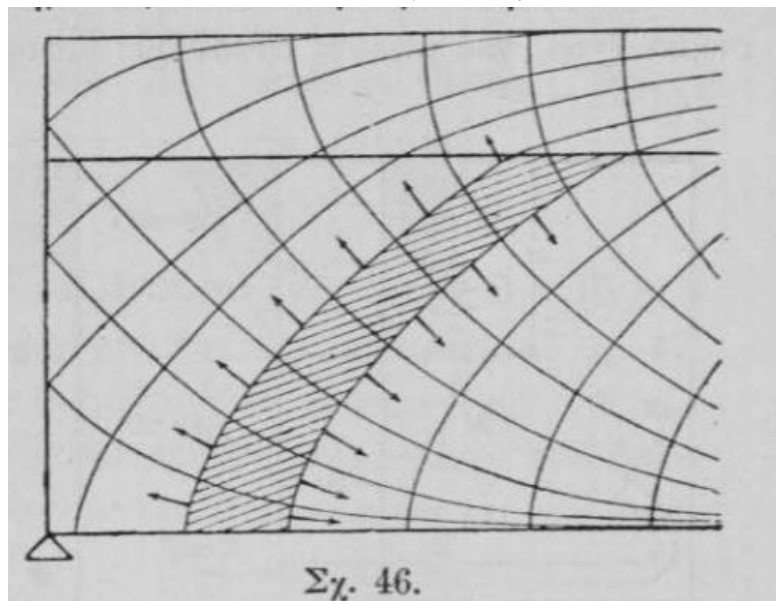
Οι δοκοί διαμορφώνονταν κυρίως στο άνοιγμα με εφελκυστικό κάτω οπλισμό ενώ η τοποθέτηση του θλιβόμενου οπλισμού στο άνοιγμα εφαρμοζόταν για κατασκευαστικούς λόγους (μοντάζ). Οι συνδετήρες αυτών των δοκών διαμορφώνονταν από μικρές διατομές όπως  $d = 5$  έως  $8$  mm, τοποθετούμενοι ανά 20-25 cm σε όλο το μήκος. Οι συνδετήρες αυτοί ήταν συνήθως ανοικτής μορφής U ενώ όταν ήταν κλειστής ορθγωνικής μορφής ονομάζονταν αναβολείς συνοχής ή κοινώς τσέρκια. Τα γυρίσματα των άγκιστρων στους συνδετήρες είχαν συνήθως μήκος 5 cm. Ήταν σύνηθες το γύρισμα να μην φτάνει στις  $135^\circ$  και να σταματά στις  $90^\circ$  με τις αντίστοιχες επιπτώσεις στην πλαστικότητα του μέλους. Η παραλαβή της μεγαλύτερης διάτμησης στις περιοχές των στηρίξεων γινόταν με σταδιακή κάμψη των οπλισμών ανοίγματος καθώς αυτοί προσέγγιζαν την στήριξη, καταλήγοντας να παραμείνουν στο κάτω πέλμα στη θέση της στήριξης τουλάχιστον δυο από τα διαμήκη σιδερά του ανοίγματος ή και περισσότερα αναλόγως της απαίτησης διάτμησης. Αυτοί οι λοξοί οπλισμοί ονομάζονταν “ κεκαμμένοι οπλισμοί “ της δοκού ή “πάπιες” . Οι λεγόμενες “πάπιες” είχαν μορφή τραπεζοειδή, με κάτω οριζόντιο σκέλος και συνήθως τοποθετούνταν κεντρικά στο υποστυλώμα για την παραλαβή των διατμητικών εντάσεων στις δοκούς αμφίπλευρα του υποστυλώματος επικουρικά της συμβολής των είδη κεκαμμένων οπλισμών από το άνοιγμα της δοκού.

Όσον αναφορά την αγκύρωσή σε ακραίους κόμβους Εικόνα 2, τα κεκαμμένα στο άνω πέλμα της δοκού συνεχιζόντουσαν κατακόρυφως στην εξωτερική παρειά του υποστυλώματος για μήκος ενός τουλάχιστον μέτρου όπως αναφέρει [4], όπου η δοκός τύγγανε να εδράζεται επί τοιχοποιία η αγκύρωση των οπλισμών της γινόταν μέσω άγκιστρου γωνίας  $180^\circ$  και μήκους 10 cm.

Σε ενδιάμεσες στηρίξεις οι κεκαμμένες ράβδοι από τη δοκό της μιας πλευράς του υποστυλώματος που βρίσκονταν στο άνω πέλμα συνέχιζαν πέραν του υποστυλώματος στην άλλη παρακείμενη δοκό όπου και εκεί κάμπτονταν προς το κάτω πέλμα της δοκού για την συνδρομή στην παραλαβή των διατμητικών τάσεων. Η επίλυση των δοκών ήδη από την εποχή εκείνη γινόταν με την θεώρηση του ενεργού συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας την οποία στήριζε, με την ανάλογη διάταξη συνδετήρων μορφής U αλλά και οριζοντίων οπλισμών απόσχισης στο άνω πέλμα για την εξασφάλιση της λειτουργίας πλακοδοκού . Ένα όμως από τα σημαντικά προβλήματα στις διατάξεις των κεκαμμένων ράβδων ήταν η αδυναμία λειτουργίας για την παραλαβή της διάτμησης όταν αυτή αντιστρέφονταν, κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης και το διάγραμμα της άλλαζε πρόσημο στην θέση της στήριξης. Όμως αυτό δεν ήταν απαραίτητα σύνηθες στις παλαιότερες κατασκευές λόγω της πυκνής υποστύλωσης.



Εικόνα 3: Τυπική διάταξη όπλισης δοκού [8]



Εικόνα 4: Η λογική του λοξού εφελκυσμού ως προσέγγιση της διαμητρικής έντασης

### 2.2.3. Υποστυλώματα και κατακόρυφα φέροντα στοιχεία

Τα υποστυλώματα ήταν συνήθως ορθογωνικά ή μορφής σταυροειδούς ή Γ με σκοπό την απόκρυψη τους εντός των τοιχοπληρώσεων και την παραλαβή διαξονικών φορτίων στις γωνίες. Ο κύριος οπλισμός των υποστυλωμάτων προτεινόταν διατομής τουλάχιστον 12 cm. Στους συνδετήρες προτεινόταν διάμετρος 5 ή 6 mm και πιο σπάνια 8 mm. Το ελάχιστο ποσοστό του οπλισμού προτεινόταν από 0,8% με μέγιστη τιμή 3% όπως προέβλεπαν οι κανονισμοί του 1943. Ελάχιστη διάσταση υποστυλωμάτων ήταν 20 cm ενώ προτεινόταν τα τετραγωνικά υποστυλώματα να έχουν διαστάσεις 25/25. Η ελάχιστη απόσταση των συνδετήρων προτεινόταν να είναι μικρότερη της ελάχιστης πλευράς του υποστυλώματος ή του 15 πλάσιου της διαμέτρου του οπλισμού. Βέβαια σε κατασκευές προ του 1959 σπανίως συναντιούνται υποστυλώματά να ικανοποιούν αυτές τις διατάξεις. Ακόμα υπήρχε η λογική του σπειροειδούς οπλισμού με βήμα μικρότερο του 1/3 της διαμέτρου του κυκλικού υποστυλώματος και όχι μεγαλύτερο των 8 cm, η δε επικάλυψη συστηνόταν να είναι 2.5 cm.

Όσον αφορά τα περιμετρικά τοιχώματα υπογείων υπήρχε η κατανόηση της σημαντικής συνεισφοράς τους στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων. Όμως η χρήση τους δεν ήταν συστηματική, επειδή θεωρούνταν αντισοικονομική και όποτε εφαρμόζονταν ήταν σε αντικατάσταση τοιχοπληρώσεων από οπτόπλινθους στους εξωτερικούς τοίχους της κατασκευής με πάχος 0.10m ελαφρώς οπλισμένων.

### 2.2.4. Κλιμακοστάσιο

Η διαμόρφωση των κλιμακοστασίων και η όπλισή τους ακολουθούσε την λογική των πλακών με πάχος από 0.1-0.2 m. Ο συνήθης υπολογισμός τους γινόταν για φορτίο 500kg/m<sup>2</sup> [4] ενώ ο οπλισμός διανομής που τοποθετούνταν ήταν Φ5-6 ανά 15 ή 20 cm, ενώ για το σχηματισμό των βαθμίδων προτεινόταν η εφαρμογή οπλισμού Φ5. Ο κυρίως οπλισμός που τοποθετούνταν ήταν Φ8-Φ14. Οι περιμετρικές τοιχοπληρώσεις των κλιμάκων είτε εδράζονταν επ'αυτών είτε κατασκευάζονταν εκ των προτέρων και αυλακώνονταν εκ των υστέρων σε βάθος 10-15 εκ για την έδραση της κλίμακας. Ήταν συχνό οι γωνίες των κλιμακοστασίων να περιβάλλονται από υποστυλώματα και δοκούς οπότε προτεινόταν και η διαμόρφωση δοκών κεκλιμένων από υποστυλώμα σε υποστυλώμα για την στήριξη της κλίμακας. Συχνά σχηματιζόταν φρέαρ στο μέσο του κλιμακοστασίου που ονομαζόταν φανός.

### 2.2.5. Θεμέλια

Οι θεμελιώσεις αποτελούνταν από μεμονωμένα πέδιλα κωνικής μορφής, σε παλαιότερες κατασκευές, ενώ υπάρχουν και περιπτώσεις όπου δεν προβλεπόντουσαν συνδετήριες δοκοί. Υπολογιζόταν η ασκούμενη διάτμηση στην κατακόρυφη διεπιφάνεια του υποστυλώματος και του πέδιλου και ο μηχανισμός μεταφοράς του φορτίου από την ανωδομή στη θεμελίωση. Η αντοχή αυτής της διεπιφάνειας λαμβανόταν περί τα 6-7 kg/cm<sup>2</sup>. Με βάση την απαιτούμενη επιφάνεια μεταφοράς της έντασης υπολογιζόταν το απαιτούμενο ύψος του θεμελίου. Ο οπλισμός τοποθετούνταν στην κάτω παρειά του πέδιλου και υπολογιζόταν με θώρηση του τμήματος ως προεξέχων πρόβολος από το υποστυλώμα φορτιζόμενο με τις αντιδράσεις του εδάφους και με πλάτος όσο η προσκείμενη παρειά του υποστυλώματος. Συνήθης απόσταση των οπλισμών στην διαμορφούμενη εσχάρα εκατέρωθεν της προβολής του υποστυλώματος ήταν τα 15εκ με διατομή όμοια της υπολογιζόμενης για τον υπολογισθέντα πρόβολο. Το σκυρόδεμα των θεμελίων ήταν γενικώς συνθέσεως 1:3:6 σπανίως 1:4:8 μέρη όγκου τσιμέντου/άμμου/σκύρων. Ήταν σύνηθες ανάμεσα στα πέδιλα και το έδαφος να μορφώνεται άοπλο σκυρόδεμα (γκρο μπετόν) σημαντικού πάχους 0.5-1m σε περίπτωση ανεπάρκειας των επιτρεπόμενων εδαφικών τάσεων. Αυτό το ισχνό σκυρόδεμα είχε αντοχές της τάξεως των 20-30kg/cm<sup>2</sup>

## 2.3. Το υπό μελέτη κτήριο

Τα κτήρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1985 σχεδιαστήκαν με βάση το Βασιλικό διάταγμα του 1959 με βάση το οποίο εισάχθηκε ο πρώτος ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός. Λαμβάνοντας υπόψη τους σεισμούς που επακολογήσαν στις επόμενες δεκαετίες αποδείχθηκε ότι ιδίως οι πολυώροφες

κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν σημαντική αντοχή και υπεραντοχή λόγω κανονικών τοιχοπληρώσεων, αλλά περιορισμένη πλαστιμότητα. Παρότι ο αντισεισμικός κανονισμός αυτός αφορούσε μονώροφες κατασκευές (ανάλυση κατά Α. Ρουσόπουλο «Διανομή οριζοντίων δυνάμεων υπό άκαμπτου πλακάς εις ολόσωμους εν τω χωρώ φορείς. Περιπτώσεις σεισμικών δυνάμεων. Διανομή και δίατα αυτών.» 1932), ο σχεδιασμός πολυώρων κτηρίων γινόταν ως θεώρηση κάθε ορόφου σαν μονώροφης κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη την θεώρηση ελαστικής στήριξης για τα υποστυλώματα χωρίς να συμμετάσχει η πλαισιακή λειτουργία στην ανάληψη σεισμικής έντασης.

Όμως για την εποχή εκείνη οι γνώσεις ήταν περιορισμένες οπότε ο αντισεισμικός κανονισμός αυτός δεν ήταν επαρκής για να ικανοποιούνται οι σημερινοί στόχοι ασφάλειας και προστασίας ζωής. Επίσης πρέπει να τονιστεί ότι ο έλεγχος ποιότητας των υλικών εκείνη την εποχή υπήρχε σε περιορισμένες περιπτώσεις αλλά η τεχνολογία σκυροδέματος δεν ήταν τόσο ανεπτυγμένη. Έχοντας υπόψη τους παραπάνω παράγοντες γεννιέται η ανάγκη για αποτίμηση των πολυώρων κατασκευών έναντι σεισμικών δράσεων που μπορεί να προκύψουν στο μέλλον ελέγχοντας εάν μπορούν να πληρούν τους ελέγχους των EC8.

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται ένα τυπικό επταώροφο κτήριο του 1970, το οποίο είχε τρία ανοίγματα στην μια διεύθυνση περίπου των 6 m και τέσσερα ανοίγματα στην άλλη διεύθυνση των 6 μέτρων, το ύψος του κάθε ορόφου ήταν 3 μετρά και υπάρχει κανονικότητα καθ' ύψος και σε τομή. Παρακάτω παρουσιάζεται μια τυπική κάτοψη του κτηρίου και ένας πίνακας με της γεωμετρικές διαστάσεις των υποστυλωμάτων ανά στάθμη.

Παρατηρείται ότι τα κτίρια του 1970 και του 1980 έχουν τετραγωνικά υποστυλώματα 60X60 στα εσωτερικά πλαίσια και 90X25 και γωνιακά 25/70/25/70 (υποστύλωμα μορφής L) στα εξωτερικά πλαίσια των δυο κατώτερων οροφών. Οι διαστάσεις υποστυλωμάτων μειώνονται σταδιακά κάθε δυο ορόφους κατά 10 cm και 20 cm όμως τα υποστυλώματα μορφής L συνεχίζουν με τις ίδιες διαστάσεις μέχρι τον τέταρτο όροφο, στον πέμπτο και έκτο όροφο έχουν διαστάσεις 25/60/25/60 ενώ στον έβδομο όροφο καταλήγουν σε διαστάσεις 25/55/25/55. Το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού κυμαίνεται από 1% έως 3%. Σε αυτά τα κτίρια απουσιάζει πυρήνας από οπλισμένο σκυρόδεμα μορφής Π. Οι συνδετήρες είναι Φ8 τοποθετούνται από 10 cm έως 15 cm στους κατωτέρους ορόφους και από 20 έως 25 στους ανωτέρους ορόφους.

Πίνακας 1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά υποστυλωμάτων και διάταξη οπλισμού υπό μελέτη κατασκευής

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ : Σε αυτό το φύλλο εξελίχουμε συγκεκριμένα για κάθε υποστυλώματος τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, εγκάρσιο οπλισμό, συνδετήρες

Υποστυλώματα	Πίνακας (K1,K5)	Πίνακας (K16,K20)	κέντρα (K7)	κέντρα (K9)	κέντρα (K8)	κέντρα (K12,K14)	κέντρα (K13)	πλευρικά (K2,K4)	πλευρικά (K17,K19)	πλευρικά (K3,K18)	πλευρικά (K6,K10)	πλευρικά (K11,K15)
7	25/55/25/55 60/18+20/14 4τμ ΣΦ8/40	25/55/25/55 60/16+20/20 4τμ ΣΦ8/40	30/30 8Φ14	30/30 8Φ14	30/30 8Φ14	30/30 8Φ14	30/30 8Φ14	35/25 4Φ16	35/25 4Φ16	35/25 8Φ14	35/25 4Φ16	25/35 4Φ16
6	25/60/25/60 60/18+20/20 4τμ ΣΦ8/40	25/60/25/60 60/20+20/14 4τμ ΣΦ8/40	40/40 4Φ18+4Φ14 2τμ ΣΦ8/18	40/40 4Φ18+4Φ14 2τμ ΣΦ8/18	40/40 4Φ18+4Φ14 2τμ ΣΦ8/18	40/40 4Φ18+4Φ14 2τμ ΣΦ8/18	40/40 4Φ18+4Φ14 2τμ ΣΦ8/18	50/25 4Φ16+4Φ18 2τμ ΣΦ8/13	50/25 4Φ16+4Φ18 2τμ ΣΦ8/13	50/25 4Φ16+4Φ14 2τμ ΣΦ8/13	50/25 4Φ18+2Φ14 2τμ ΣΦ8/13	25/50 4Φ20+2Φ14 2τμ ΣΦ8/19
5	25/60/25/60 60/18+10/20+10/14 4τμ ΣΦ8/40	25/60/25/60 60/18+10/20+10/14 4τμ ΣΦ8/40	40/40 4Φ16+4Φ18 2τμ ΣΦ8/14	40/40 4Φ16+4Φ18 2τμ ΣΦ8/14	40/40 4Φ16+4Φ18 2τμ ΣΦ8/14	40/40 4Φ16+4Φ18 2τμ ΣΦ8/14	40/40 4Φ16+4Φ18 2τμ ΣΦ8/14	50/25 4Φ20+2Φ14 2τμ ΣΦ8/11	50/25 4Φ20+2Φ14 2τμ ΣΦ8/12	50/25 4Φ16+4Φ14 2τμ ΣΦ8/12	25/50 4Φ20+2Φ14 2τμ ΣΦ8/12	25/50 8Φ16+2Φ14 2τμ ΣΦ8/12
4	25/70/25/70 12Φ16+2Φ14 4τμ ΣΦ8/40	25/70/25/70 12Φ16+2Φ14 4τμ ΣΦ8/40	50/50 4Φ20+8Φ16 2τμ ΣΦ8/10	50/50 4Φ20+8Φ16 2τμ ΣΦ8/10	50/50 4Φ20+8Φ16 2τμ ΣΦ8/10	50/50 4Φ20+8Φ16 2τμ ΣΦ8/10	50/50 4Φ20+8Φ16 2τμ ΣΦ8/10	70/25 8Φ16+2Φ14 2τμ ΣΦ10/14	70/25 8Φ16+2Φ14 2τμ ΣΦ10/15	70/25 4Φ20+4Φ16 2τμ ΣΦ10/14	25/70 8Φ16+2Φ14 2τμ ΣΦ10/15	25/70 8Φ16+2Φ14 2τμ ΣΦ10/15
3	25/70/25/70 12Φ16+2Φ14 4τμ ΣΦ8/40	25/70/25/70 12Φ16+2Φ14 4τμ ΣΦ8/40	50/50 14Φ18 2τμ ΣΦ10/15	50/50 14Φ18 2τμ ΣΦ10/15	50/50 4Φ20+8Φ16 2τμ ΣΦ10/15	50/50 4Φ20+8Φ16 2τμ ΣΦ10/15	50/50 4Φ20+8Φ16 2τμ ΣΦ10/15	70/25 8Φ16+2Φ14 2τμ ΣΦ10/14	70/25 8Φ16+2Φ14 2τμ ΣΦ10/14	70/25 4Φ20+4Φ16 2τμ ΣΦ10/14	25/70 8Φ16+2Φ14 2τμ ΣΦ10/15	25/70 8Φ16+2Φ14 2τμ ΣΦ10/15
2	25/70/25/70 8Φ20 4τμ ΣΦ8/40	25/70/25/70 8Φ20 4τμ ΣΦ8/40	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/13	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/12	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/13	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/13	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/13	90/25 8Φ18+2Φ14 2τμ ΣΦ10/12	90/25 8Φ18+2Φ14 2τμ ΣΦ10/12	90/25 8Φ20 2τμ ΣΦ10/12	25/90 8Φ18+2Φ14 2τμ ΣΦ10/13	25/90 8Φ18+2Φ14 2τμ ΣΦ10/13
1	25/70/25/70 8Φ20 4τμ ΣΦ8/40	25/70/25/70 8Φ20 4τμ ΣΦ8/40	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/13	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/13	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/13	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/13	60/60 16Φ20 2τμ ΣΦ10/13	90/25 8Φ18+2Φ14 2τμ ΣΦ8/12	90/25 8Φ18+2Φ14 2τμ ΣΦ8/12	90/25 8Φ20 2τμ ΣΦ8/12	25/90 8Φ18+2Φ14 2τμ ΣΦ8/12	25/90 8Φ18+2Φ14 2τμ ΣΦ8/12

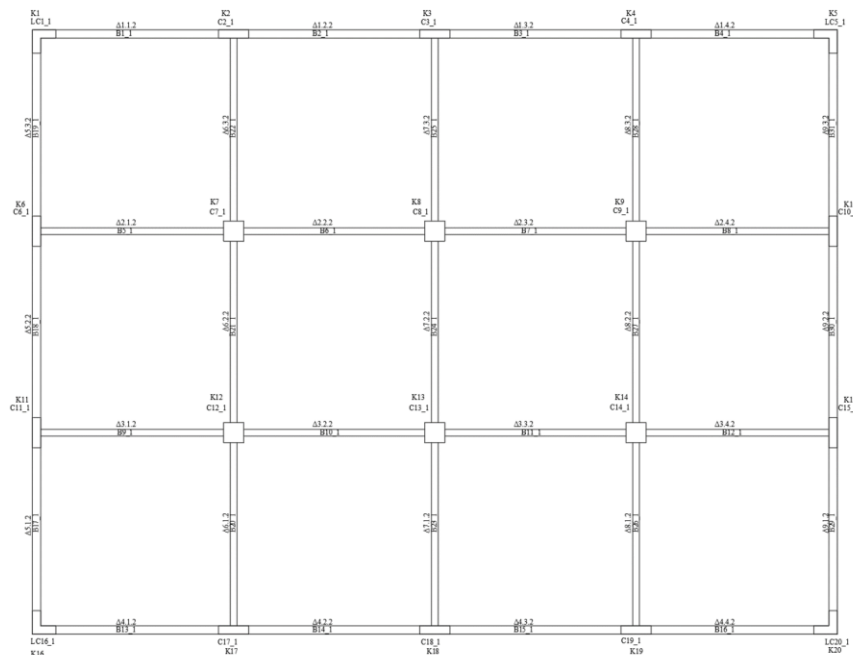
Τα δοκάρια περιμετρικά έχουν διαστάσεις 25/50 και εσωτερικά 20/60. Οι διαστάσεις αυτές είναι σταθερές σε όλους τους ορόφους και με συνδετήρες Φ8 που τοποθετούνται ανά 40 cm. Γνωρίζοντας ότι την εποχή εκείνη ο σχεδιασμός γίνονταν με βάση την ελαστική συμπεριφορά των κτηρίων οπότε δεν υπήρχε γνώση και απαίτηση για πλαστιμότητα ή ελεγχόμενη ανελαστική συμπεριφορά και ικανοτικός σχεδιασμός, συνάγεται το συμπέρασμα ότι τα κτίρια τις δεκαετίες εκείνες δεν μπορούν να θεωρηθούν

αντισεισμικές κατασκευές με το ίδιο επίπεδο ασφάλειας όπως οι σημερινές. Παρατηρήθηκε ότι υπήρχε μια σειρά από αδυναμίες στην κατασκευή δομικών μελών όπως:

1. Μη επαρκής επικάλυψη του οπλισμού (2.5 cm) με αποτελέσματα πολλές φορές ο εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες) να διαβρωθεί οπότε ο διαμήκης οπλισμός δεν μπορούσε να αναπτύξει την συνολική εφελκυστική αντοχή του. Επίσης υπήρχαν ανοικτοί συνδετήρες με αποτελέσματα να μην υπάρχει λειτουργία περισφιγμένου σκυροδέματος κοντά στην περιοχή στηρίξεων.

2. Παρατηρείται ιδιαίτερα χαμηλό ποσοστό διαμήκη οπλισμού κυρίως στα ανοίγματα των δοκαριών με αποτέλεσμα να έχουμε ένα μεγάλο μέρος χαμηλά οπλισμένου σκυροδέματος στις διατομές αυτές στο μέσον. Αυτό βέβαια οφειλόταν στην ψευδοστατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου  $\varepsilon \cdot W$ , όπου  $\varepsilon$  σεισμικός συντελεστής  $\varepsilon = 0.04-0.16$ . Επίσης η έλλειψη κατασκευαστικών διατάξεων εκμεταλλευόταν από διάφορους εργολάβους με σκοπό το κέρδος και γινόταν τοποθέτηση χαμηλού ποσοστού οπλισμού.

3. Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος με παρασκευή στο εργοτάξιο, κατηγορίας B225 πολλές φορές προέκυπτε ανάμιξη με αδρανή που προέρχονταν από ποταμιά με αποτέλεσμα να υπάρχει ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας του σκυροδέματος στα διαφορά τμήματα του φορέα.



Εικόνα 5: Τυπική κάτοψη της υπό μελέτη κατασκευής.



### **3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ**



Ο κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) συνοψίζει την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών στις εξής φάσεις στο κεφάλαιο 2.2.1:

- Συλλογή στοιχείων (έρευνα - τεκμηρίωση του ιστορικού του δομήματος)
- Ανάλυση, και
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

Η αυτοψία του ίδιου του μελετητή στο κτήριο προς ενίσχυση είναι κρίσιμη για την σωστή εκπόνηση της μελέτης ενώ είναι σημαντική η πρότερη εμπειρία καθώς δίνει το πλεονέκτημα της γνώσης σημείων της κατασκευής που πιθανώς να απαιτείται να αποτυπωθούν είτε να διερευνηθούν σε μεγαλύτερο βαθμό.

### 3.1. ΒΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

- Η αναζήτηση του ιστορικού είναι μεγάλης σημασίας σε πολλές από τις υπό ενίσχυση κατασκευές μιας και αποτελούν δομές που πλέον ξεπερνούν τα σαράντα (+) έτη ζωής. Αυτό το χρονικό διάστημα βρίσκεται πολύ κοντά στον μισό αιώνα που τίθεται κανονιστικά για το σχεδιασμό νέων κατασκευών. Τέτοιου είδους κατασκευές με σημαντική διάρκεια ζωής έχουν υποστεί και πληθώρα επεμβάσεων, όπως αφαίρεση ή προσθήκη μη φερόντων δομικών στοιχείων, όπως τοιχοπληρώσεις ή και επεκτάσεις είτε καθύψος και πάσης φύσεως άλλης μορφής επεμβάσεις που χρειάστηκαν για την εξυπηρέτηση των χρηστών τους. Οι περισσότερες από αυτές τις τροποποιήσεις πραγματοποιήθηκαν αυθαίρετα χωρίς όμως να διερευνηθούν οι οποιεσδήποτε επιπτώσεις στην επάρκεια της κατασκευής.
- Η αποτύπωση της κατασκευής είναι επίσης κρίσιμο στάδιο για την εκτίμηση της ικανότητάς παραλαβής των σεισμικών εντάσεων ή οποιασδήποτε άλλης καταπόνησης, που ενδέχεται αυτή να παραλάβει στα πλαίσια της λειτουργίας της. Δεν περιορίζεται μόνο στην γεωμετρική αποτύπωση αλλά και στην οπτική παρατήρηση φθορών από περιβαλλοντικούς και μη παράγοντες οι οποίοι έχουν επιδράσει δυσμενώς στο φορέα. Αυτό είναι αρκετά σημαντικό διότι πέρα από τους εργαστηριακούς ελέγχους όπως την κοπή κυλινδρικών δοκιμίων απαιτείται και η επαναφορά όλων των πιθανών βλαβών που έχει συσσωρεύσει η κατασκευή ώστε αυτή να επανέλθει στην αρχική της κατάσταση μέσω επισκευών. Αυτή η αρχική κατάσταση του δομήματος είναι και που θα αποτελέσει το υπόβαθρο για οποιεσδήποτε εργασίες αντισεισμικής αναβάθμισής του εφόσον έχει εξασφαλιστεί η προστασία του από τις περιβαλλοντικές συνθήκες.
- Κατόπιν ο μελετητής θα πρέπει να προσομοιώσει την κατασκευή και να αξιολογήσει την παραμένουσα ικανότητά της μέσω των επισκευών στην παραλαβή των σεισμικών δράσεων.
- Εφόσον κριθεί απαραίτητη η ενίσχυση θα πρέπει να μελετηθεί η μορφή του δομήματος. Ενώ η αποτίμηση συχνά είναι σαφής, ειδικά εφόσον υπάρχουν σχέδια, από την άλλη, η μελέτη επεμβάσεων είναι μία διαδικασία πολύπλοκη η οποία επηρεάζεται από πολλές μεταβλητές όπως τα δυναμικά χαρακτηριστικά, η συνολική αντοχή της κατασκευής, και οι οικονομικές και αρχιτεκτονικές δεσμεύσεις.

#### 3.1.1. Αρχική Μελέτη

Η ύπαρξη αρχικών σχεδίων είναι πολύ σημαντική στην αξιολόγηση ενός υφιστάμενου φορέα ΟΣ ειδικά εάν αυτά συνοδεύονται από τεύχη υπολογισμών. Το πιο σύνηθες για μικρότερα έργα που αποτελούν τον κύριο όγκο του κτηριακού αποθέματος που δύναται να ενισχυθεί και τα οποία ανήκουν σε ιδιώτες είναι να μην υφίσταται το τεύχος υπολογισμού ενώ συχνά το ίδιο συμβαίνει και με τα σχέδια της κατασκευής, ιδίως όσο παλαιότερη είναι αυτή. Άλλη μία πηγή πληροφόρησης είναι και κάποιιο πιθανό ημερολόγιο εργασιών που τηρήθηκε από την επίβλεψη κατά την κατασκευή του έργου. Πρόκειται

για αρκετά σπάνια περίπτωση και πιο πιθανώς να εφαρμόστηκε σε κτήρια δημόσιας χρήσης, τα οποία εν γένει τείνουν να διαθέτουν πιο πλήρεις πληροφορίες καθώς διατίθεται το αρχείο των σχεδίων τους και πολύ πιθανώς το τεύχος υπολογισμών τους (και αυτά όχι πάντοτε).

### 3.1.2. Αποτύπωση

Ανεξαρτήτως της ύπαρξης ή όχι των αρχικών σχεδίων η κατασκευή θα πρέπει είτε να αποτυπωθεί εκ νέου στο σύνολό της είτε να γίνει η επιβεβαίωση των σχεδίων καθώς συχνά αυτά εφαρμόζονταν με σημαντικές παρεκκλίσεις από την αρχική μελέτη. Επομένως απαιτείται η γεωμετρική τεκμηρίωση του υπό διερεύνηση φορέα. Η πληρότητα των σχεδίων και η υφιστάμενη πληροφορία, σε συνδυασμό με τον βαθμό τυπικών και ειδικότερων λεπτομερειών που διαθέτουν, αξιολογούνται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ με την εισαγωγή του όρου «Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων», όπως παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 4.1.3. Πέραν αυτών ο κανονισμός επεμβάσεων δίνει κάποιες τυπικές («ερήμην») τιμές αναλόγως της χρονολογίας του κτηρίου όσον αφορά τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών του σκυροδέματος, του χάλυβα και των τοιχοπληρώσεων.

### 3.1.3. Ανάλυση της κατασκευής

Η μελέτη επάρκειας της κατασκευής αποτελεί την εργασία που θα πραγματοποιηθεί από τον μηχανικό για να αξιολογήσει τον υπό εξέταση φορέα. Όλα τα δεδομένα που συλλέχθηκαν θα πρέπει να οργανωθούν και να καταγραφούν στα σχέδια του φορέα εφόσον δεν υπάρχουν. Είναι σημαντικό να αναγνωριστούν κύρια μορφολογικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, όπως η κανονικότητα της οριζοντίως και κατακορύφως και να αποτιμηθεί η στρεπτική της ευαισθησία. Η εκτίμηση σε αυτό το στάδιο του δείκτη συμπεριφοράς της κατασκευής είναι κρίσιμη και για την αποτίμηση αλλά και για την αξιολόγηση της δυνατότητας ενίσχυσης για τον έλεγχο της συμπεριφοράς μέσω των πιθανών μελλοντικών επεμβάσεων. Η αποτίμηση της πλαστιμότητας και της υπεραντοχής στα κτίρια είναι επίσης μια περιπλοκή διαδικασία διότι πολλές φορές δεν υπάρχουν λεπτομέρειες σχεδίων της κατασκευής. Σε αυτό το σημείο επισημαίνεται η διδακτορική διατριβή του Ρεπαπή [14] μέσω μη γραμμικής στατικής ανάλυσης σε μια σειρά κτηρίων της εποχής εκείνης για κτήρια του 1970 χωρίς πυρήνα, προκύπτουν τα αποτελέσματα για τον συντελεστή συμπεριφοράς που παρουσιάζονται στον Πίνακας 2.

Η αξιολόγηση της κατασκευής και της επάρκειάς της θα γίνει σύμφωνα με τους στόχους ανασχεδιασμού και αποτίμησης όπως αυτοί ορίζονται κανονιστικά . Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται οι εξής ΚΑΝ.ΕΠΕ:

- A. «Περιορισμένες βλάβες» (A) : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες
- B. «Σημαντικές βλάβες» (B): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.
- C. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μή-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης

Η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της αποτίμησης είναι μεγάλης σημασίας και απαιτεί την αντίστοιχη εμπειρία για την εξαγωγή συμπεράσματος όσον αφορά την πορεία των ενισχύσεων. Μεγάλες ανεπάρκειες σε κάμψη των δοκών δηλαδή άνω του «5» δύσκολα μπορούν να αντιμετωπιστούν με ήπιες επεμβάσεις και απαιτούν επέμβαση στην πλειοψηφία των μελών. Αντιθέτως η ανεπάρκεια σε κάμψη μπορεί να αντιμετωπισθεί με πιο «λεπτές» επεμβάσεις αυξάνοντας την ικανότητα παραμόρφωσης των μελών χωρίς την αύξηση της δυσκαμψίας τους και την συγκέντρωση των μηχανισμών αντίστασης της κατασκευής σε συγκεντρωμένες θέσεις στον φορέα.

Πίνακας 2: Μη γραμμικές αναλύσεις κτηρίων [14]

Πίνακας 9.7. Αποτελέσματα μη γραμμικών στατικών αναλύσεων υπό αυξανόμενη ένταση για τα κανονικά κτίρια της δεκαετίας του '60, '70, '80 και '90, γυμνών και τοιχοπληρωμένων.

Κτίριο	$f_m$ [MPa]	$T$ [sec]	$V_{max}$ [KN]	$\Omega$	$\mu$	$\mu'$	$q$	$\delta_u$ [m]	$\delta_u'$ [m]	$\delta_{ATC}$ [m]	$\delta_{N2}$ [m]	Κριτήρ. Αστοχ.
K60A59	–	0.84	876.6	1.61	1.63	2.13	2.03	0.053	0.068	0.092	0.073	$\theta_{pl}$
T160A59	2.5	0.44	2159.3	3.97	1.63	4.61	2.87	0.041	0.120	0.032	0.034	$\theta_{pl}$
T260A59	2.5	0.51	1332.1	2.45	1.76	3.29	2.38	0.030	0.056	0.050	0.039	$\theta_{pl}$
T360A59	2.5	0.52	1616.2	2.97	1.57	3.35	2.42	0.039	0.084	0.046	0.042	$\theta_{pl}$
T460A59	2.5	0.59	980.5	1.80	1.62	2.29	1.97	0.028	0.039	0.056	0.040	$\theta_{pl}$
T560A59	2.5	0.65	988.3	1.82	1.79	2.62	2.23	0.034	0.050	0.081	0.049	$\theta_{pl}$
T660A59	2.5	0.45	971.6	1.79	1.27	1.66	1.52	0.012	0.015	0.035	0.036	Διατμ.
T760A59	2.5	0.47	1003.2	1.85	1.28	1.71	1.56	0.013	0.017	0.040	0.036	Διατμ.
T860A59	2.5	0.49	1067.8	1.96	1.28	1.78	1.60	0.015	0.021	0.043	0.038	Διατμ.
K70A59nw	–	1.38	2436.4	1.30	1.40	1.55	1.55	0.089	0.098	0.170	0.147	$\theta_{pl}$
T170A59nw	2.5	0.72	4109.3	2.19	1.35	2.09	1.92	0.045	0.069	0.075	0.076	$\theta_{pl}$
T270A59nw	2.5	0.76	2870.4	1.53	1.23	1.44	1.41	0.029	0.033	0.081	0.076	Διατμ.
T370A59nw	2.5	0.82	3348.3	1.79	1.28	1.67	1.62	0.045	0.059	0.089	0.087	$\theta_{pl}$
T470A59nw	2.5	0.83	2710.3	1.44	1.21	1.37	1.35	0.032	0.036	0.085	0.085	Διατμ.
T570A59nw	2.5	0.90	2800.4	1.49	1.23	1.42	1.41	0.035	0.040	0.098	0.087	$\theta_{pl}$
K80A84nw <sup>†</sup>	–	1.38	3265.9	1.73	1.61	2.21	2.21	0.140	0.192	0.128	0.146	$\theta_{pl}$
K80A84nw	–	1.38	2927.2	1.56	1.27	1.52	1.52	0.098	0.117	0.128	0.146	κόμβος
T180A84nw	2.5	0.72	5443.9	2.90	1.40	2.78	2.42	0.069	0.136	0.064	0.077	$\theta_{pl}$
T280A84nw	2.5	0.76	4549.3	2.42	1.38	2.34	2.13	0.057	0.096	0.068	0.078	$\theta_{pl}$
T380A84nw	2.5	0.82	4600.0	2.45	1.35	2.28	2.14	0.070	0.119	0.077	0.088	$\theta_{pl}$
T480A84nw	2.5	0.83	3699.9	1.97	1.29	1.81	1.74	0.048	0.067	0.072	0.085	$\theta_{pl}$
T580A84nw	2.5	0.90	3967.3	2.12	1.37	2.08	2.02	0.060	0.089	0.076	0.088	$\theta_{pl}$
K60AEAK	–	0.63	1607.7	1.22	7.63	9.11	5.44	0.272	0.328	0.041	0.052	Σχ. Μετ
T160AEAK	2.5	0.4	3283.7	2.41	2.14	4.16	2.71	0.067	0.129	0.020	0.026	Τοιχοπ.
T260AEAK	2.5	0.45	2340.1	1.72	2.61	3.92	2.62	0.065	0.098	0.023	0.031	$\theta_{pl}$
T360AEAK	2.5	0.45	2617.3	1.92	2.1	3.33	2.38	0.064	0.103	0.026	0.032	Τοιχοπ.
T460AEAK	2.5	0.45	2781.3	2.05	3.05	5.47	3.15	0.101	0.181	0.024	0.029	Τοιχοπ.
T560AEAK	2.5	0.53	1730.7	1.27	5.84	7.18	3.87	0.141	0.172	0.029	0.038	$\theta_{pl}$
K80AEAKnw	–	1.28	3873.5	1.56	2.73	3.80	3.80	0.25	0.350	0.105	0.130	$\theta_{pl}$
T180AEAKnw	2.5	0.7	6589.7	1.78	1.33	1.76	1.66	0.081	0.107	0.056	0.074	Τοιχοπ.
T280AEAKnw	2.5	0.73	5889.5	1.64	1.44	1.85	1.74	0.079	0.102	0.059	0.076	Τοιχοπ.
T380AEAKnw	2.5	0.79	5762.1	1.69	1.31	1.66	1.61	0.085	0.108	0.067	0.084	Τοιχοπ.
T480AEAKnw	2.5	0.79	5880.1	1.73	1.31	1.69	1.63	0.083	0.106	0.064	0.081	Τοιχοπ.
T580AEAKnw	2.5	0.86	5111.3	1.58	1.57	2.01	1.93	0.086	0.110	0.070	0.084	Τοιχοπ.

### 3.2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Η πλειοψηφία των αναλύσεων σε νέες κατασκευές πολιτικού μηχανικού αποτελείται από ελαστικές μεθόδους ανάλυσης είτε αυτές αφορούν τους συνδυασμούς οριακής κατάστασης αστοχίας υπό στατικά φορτία είτε τυχηματικά. Στην περίπτωση διερεύνησης της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής αυτές πάλι αποτελούν την πλειοψηφία των μεθόδων είτε μέσω της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης που είναι η επικρατούσα μέθοδος είτε με ισοδύναμη στατική μέθοδο ή πιο σπάνια και σε πιο ιδιαίτερες κατασκευές μέσω της ελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.

Στις υφιστάμενες κατασκευές όπου οι σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις και μεθοδολογίες δεν έχουν εφαρμοστεί, συχνότερα εφαρμόζονται ή προτείνονται οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης. Αυτή η διαφοροποίηση προκύπτει λόγω της δυσκολίας ανταπόκρισης αυτών των κατασκευών στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς και διατάξεις. Έτσι συχνά απαιτείται πλήρης εκμετάλλευση όλης της ικανότητας της κατασκευής για την ασφαλή παραλαβή της σεισμικής καταπόνησης. Επομένως ήταν λογική η εφαρμογή μεθόδων ανελαστικών για την αποτίμηση αυτών των κατασκευών είτε ως έχουν είτε με τις εφαρμοζόμενες διατάξεις ενίσχυσης. Είναι γνωστό ότι σε νέες κατασκευές ο ανελαστικός σχεδιασμός τείνει να είναι οικονομικότερος του ελαστικού και να αξιοποιεί σε μεγαλύτερο βαθμό τα υλικά και τις διατομές της κατασκευής. Επί πλέον, είναι και πιο ακριβής σε θέματα ευστάθειας, που συνήθως εμφανίζονται σε μεταλλικές κατασκευές, αλλά έχουν και εφαρμογή σε σεισμικά παραμορφωμένες ολόσωμες κατασκευές ΟΣ που καλούνται να φέρουν με σχετική επάρκεια τα κατακόρυφα φορτία τους παρά τις όποιες βλάβες ή μόνιμες παραμορφώσεις έχουν υποστεί. Πέραν λοιπόν των σταθμών επιτελεστικότητας που εξετάζονται για μία υφιστάμενη κατασκευή και τους ελέγχους αντοχής και ικανοτικού σχεδιασμού είναι σημαντική η εξέταση της απαιτούμενης μετακίνησης ενός χαρακτηριστικού της σημείου και ο έλεγχος της επάρκειας της.

Οι Αναλύσεις κτηρίων από σπλισμένο σκυρόδεμα προέρχονται από τους εξής μεθόδους :

- Ελαστική στατική (ισοδύναμη στατική μέθοδος)
- Φασματική Ιδιομορφική μέθοδος (Ελαστική δυναμική)
- Ανελαστική στατική υπερωθητική ανάλυση pushover
- Ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας
- Ανελαστική δυναμική.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βασίζονται στη σχέση έντασης – παραμόρφωσης για τα δομικά μέλη της κατασκευής. Η ελαστική στατική ανάλυση και η ελαστική δυναμική ανάλυση αντιστοιχούν στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο και στη δυναμική φασματική μέθοδο σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, όπως ο ΕΑΚ 2000.

Η ανελαστική στατική ανάλυση καλείται ως μέθοδος ελέγχου μετακινήσεων, χρησιμοποιεί δε απλοποιημένες τεχνικές προσέγγισης της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα για την εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά μέλη όταν η κατασκευή υπόκειται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση χρονοϊστορίας, αποτελεί μεν την πιο πλήρη και ρεαλιστική μέθοδο ανάλυσης, αλλά ταυτόχρονα απαιτεί σημαντική κριτική ικανότητα και εμπειρία του μηχανικού που διενεργεί τον έλεγχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής, καθώς και αξιόπιστα προσομοιώματα και γνώση των μηχανικών ιδιοτήτων των δομικών υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών του φορέα για να είναι αξιόπιστα τα αποτελέσματά της. Για τους λόγους αυτούς, σε συνδυασμό με την αυξημένη της πολυπλοκότητα, δεν κρίνεται πρακτική για γενική χρήση.

Η ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης μπορούν μεν να δώσουν μία καλή ένδειξη της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της έναρξης διαρροής, αλλά δεν είναι σε θέση να

προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών επιτρέπει καλύτερη εποπτεία και κατανόηση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς, για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά. Με τον τρόπο αυτό αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που υιοθετούνται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Λόγω του ότι υπάρχει εν γένει εξοικείωση του μηχανικού με τις ελαστικές μεθόδους, παρουσιάζονται συνοπτικά οι ανελαστικές μέθοδοι και συγκεκριμένα η απλούστερη από αυτές, δηλαδή η ανελαστική στατική ανάλυση ή αλλιώς η υπερωθητική (push over).

### 3.2.1. Εύρεση των Ιδιομορφών

Η αρχική εύρεση της ιδιομορφικής απόκρισης μίας κατασκευής είναι πολύ σημαντικό βήμα καθώς αποτελεί ένα εργαλείο εξέτασης της ορθότητας του υπολογιστικού προσομοιώματος της. Ο τρόπος παραμόρφωσης της κατασκευής δίνει μία πρώτη εικόνα στο μηχανικό για τα σημεία όπου αυτή θα υποστεί τις μέγιστες σεισμικές εντάσεις και άρα τις θέσεις που θα απαιτηθεί η ενίσχυσή της.

### 3.2.2. Φασματική Ιδιομορφική Ανάλυση

Σε αυτήν την μέθοδο λαμβάνονται υπόψιν περισσότερες από μία ιδιόμορφες που συνδυάζονται μεταξύ τους μέσω συνδυαστικών κανόνων όπως οι SRSS και CQC. Στο προσομοίωμα της κατασκευής που χρησιμοποιείται πρέπει να μην αμελείται η θέση των συστημάτων απόσβεσης, η παραμόρφωση του φορέα, πιθανά υστερητικά φαινόμενα και η ελαστικότητα του εδάφους θεμελιώσης. Για όλες τις ιδιόμορφες με  $T < 0.8T_{eff}$ , το ποσοστό φασματικής κρίσιμης απόσβεσης λαμβάνεται ίσος με 0.05, όπου  $T_{eff}$  προκύπτει με βάση τη μέθοδο της θεμελιώδους ιδιομορφής, ενώ για τις υπόλοιπες ιδιομορφές λαμβάνεται ο λόγος απόσβεσης ίσος με αυτόν της θεμελιώδους.

Η μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{cd}$  και η τέμνουσα δύναμη  $V_d$  που μεταφέρεται από την ανωδομή στην υποδομή δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερες από το 80% των αντίστοιχων μεγεθών  $d_{cf}$  και  $V_f$  που προκύπτουν από την ανάλυση με τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Σε περίπτωση που αυτό δεν ισχύει, τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης θα πολλαπλασιάζονται με  $0.80 \cdot d_{cf}/d_{cd}$  για τις μετακινήσεις και με  $0.80 \cdot V_f/V_d$  για τις δυνάμεις και τις ροπές.

Η εφαρμογή της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης προϋποθέτει:

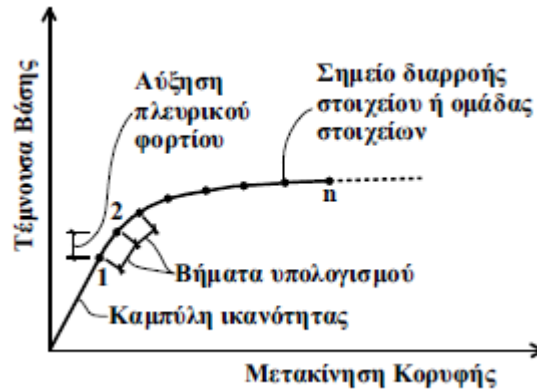
- Κατηγορία εδάφους A,B,C ή E.
- Ενεργή απόσβεση  $\zeta_{eff} < 0.30$

### 3.2.3. Υπερωθητική Στατική Ανάλυση Pushover

Στις περισσότερες μεθόδους αποτίμησης και ενίσχυσης κατασκευών η αρχική χρήση της pushover έχει σαφή στόχο τον υπολογισμό της αντίστοιχης καμπύλης αντίστασης. Στην συνέχεια όμως, οι διάφοροι κανονισμοί και μέθοδοι αναλόγως αξιολογούν αυτό το αποτέλεσμα το οποίο θεωρητικά θα πρέπει να είναι το ίδιο, μέσω της εισαγωγής διαφοροποιούμενων συντελεστών ασφαλείας, γεγονός που κάνει τη διαφορά στην αξιολόγηση της επάρκειας της ενίσχυσης και της απαιτούμενης ικανότητας μετατόπισης.

Οι γενικές αρχές της μεθόδου είναι η εκλογή ενός «προφίλ» φορτίσεως της κατασκευής – είτε αυτό είναι μία ορθογωνική κατανομή, τριγωνική ή ιδιομορφική. Κατόπιν ακολουθεί η σταδιακή επαύξηση αυτού του φορτίου έως σημείου προκλήσεως της πρώτης διαρροής στην διατομή κάποιου μέλους. Ακολουθεί η αντικατάσταση του συγκεκριμένου βαθμού ελευθερίας με μία σταθερώς ασκούμενη πλαστική ροπή του μέλους σε περίπτωση που η θέρωση είναι ελαστική απείρωσ πλαστική. Σε κάθε

επαυξητικό βήμα του φορτίου αναζητάται η μετάβαση σε πλαστική απόκριση ή αστοχία του αμέσως πιο έντονα φορτισμένου μέλους έως ότου η κατασκευή σχηματίσει μηχανισμό και αστοχήσει. Η μέθοδος της ελαστοπλαστικής ανάλυσης παρουσιάζονται εκτενώς στο [15], ενώ η μέθοδος συνοψίζεται εποπτικά στο Σχήμα 1.



Σχήμα 1: Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής [16]

### 3.2.4. Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Είναι η πιο γενική μέθοδος που μπορεί να ακολουθηθεί και να απεικονίσει πλήρως την απόκριση της κατασκευής, ολοκληρώνοντας βήμα προς βήμα τις εξισώσεις κίνησης αυτής και έτσι μπορεί να λάβει υπόψιν τις μη γραμμικότητες των συσκευών της σεισμικής μόνωσης. Σε αυτή την μέθοδο χρειάζονται οι καταγραφές εδαφικών κινήσεων. Συνήθως απαιτούνται επτά ζεύγη ή τριάδα σεισμικών καταγραφών και ο σχεδιασμός γίνεται με τον μέσο όρο των εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων. Διαφορετικά είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν κατ'ελάχιστο τρία ζεύγη σεισμικών καταγραφών όμως εκεί η διαστασιολόγηση πρέπει να υιοθετηθεί την δυσμενέστερη τιμή για το υπό μελέτη μέγεθος. Η κατακόρυφη διέγερση μπορεί να εισάγεται ταυτόχρονα με τις οριζόντιες ή να υπολογίζεται μέσω φασματικής ανάλυσης της θεμελιώδους ιδιομορφής. Για να επιτευχθεί η συμβατότητα των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 [17], κάθε συνιστώσα πολλαπλασιάζεται με κατάλληλο συντελεστή κλίμακας, ο οποίος υπολογίζεται έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Η μέση τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (τιμή φάσματος απόκρισης για  $T = 0$ ) των καταγραφών πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση από την τιμή  $S_{ag}$ .
- Στην περιοχή περιόδων μεταξύ  $0.2T_1$  και  $2T_1$ , όπου  $T_1$  είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής, δεν επιτρέπεται η τιμή του μέσου φάσματος απόκρισης των διεγέρσεων για απόσβεση 5% να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης του EC8.

Η μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{cd}$  και η τέμνουσα δύναμη  $V_d$  που μεταφέρεται από την ανωδομή στην θεμελίωση δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερες από το 80% των αντίστοιχων μεγεθών  $d_{ci}$  και  $V_i$  που προκύπτουν από την ανάλυση με τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Αλλιώς γίνεται προσαύξηση των εντατικών μεγεθών με το λόγο  $0.80 \cdot d_{ci}/d_{cd}$  για τις μετακινήσεις και  $0.80 \cdot V_i/V_d$  για τις δυνάμεις και τις ροπές. Όσον αφορά τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αυτή επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε κάθε περίπτωση.

## 3.3. ΕΠΙΡΡΟΗ ΜΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

### 3.3.1. Τοιχοπληρώσεις

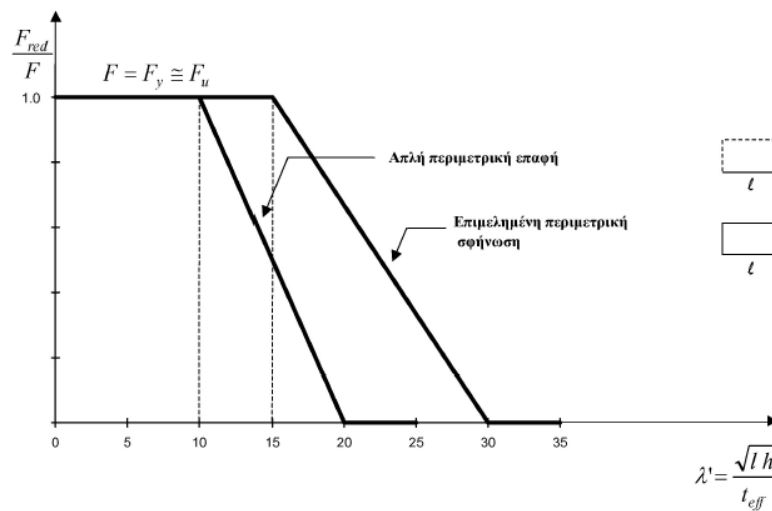
Τα χωρίσματα μεταξύ των διάφορων χώρων στις κατασκευές στην Ελλάδα συνήθως κατασκευάζονται από οπτοπλίνθους (τούβλα). Αναλόγως της περιοχής του κτίσματος οι διάφορες μονάδες κατασκευής μπορεί να παράγουν και διαφορετικής μορφής τούβλα. Γενικότερα λόγω της



δευτερευούσης σημασίας των τοιχοπληρώσεων σπανίως αυτές δομούνται με τρόπο συστηματικό που να επιτρέπει την ακριβή εκλογή των μηχανικών τους χαρακτηριστικών, όπως γίνεται στο σκυρόδεμα που είναι πιο τυποποιημένο-βιομηχανοποιημένο υλικό. Η συνήθης προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων είναι χιαστί διατεταγμένα στις διαγώνιους που ενώνουν τις γωνίες του εκάστοτε φαντώματος που τις περιέχει. Έχουν προταθεί διάφορα προσομοιώματα τοιχοπληρώσεων που μπορεί να είναι από απλά ραβδωτά στοιχεία (από ένα διαγώνιο έως και τρία ανα κατεύθυνση για διάχυση του ισοδύναμου θλιπτήρα) που φέρουν αποκλειστικώς αξονικά φορτία σε ποιο σύνθετα μακροστοιχεία που αποτελούν συνδυασμό ελατηρίων και αποσβεστήρων. Η παραμόρφωση ρηγμάτωσης και αστοχίας της τοιχοποιίας κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση είναι περίπου 0.015m και 0.089m αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές έχουν βαθμονομηθεί από την Τάσιου (2003) με βάση τα αποτελέσματα από δοκιμές τοιχοπληρωμένων πλαισίων. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. συμπεριλαμβάνει ένα διάγραμμα απομείωσης της αντοχής των τοιχοποιιών πλήρωσης που εξαρτάται από την ποιότητα της ενσφηνώσής τους στο περιβάλλον πλαίσιο και την λυγηρότητά τους σε περίπτωση που πρώτα αστοχήσουν από εκτός επιπέδου λυγισμό λόγω της εισαγόμενης θλίψης σε μία από της δύο διαγώνιους (ειδικά οι τοιχοπληρώσεις με διάκενο).



Εικόνα 6: Εκτός επιπέδου αστοχία τοιχοποιίας λόγω λυγισμού στον σεισμό της Σάμου [13]



(Για συνηθισμένα φατνώματα τοιχοπληρώσεων:  $\sqrt{Ih} \cong 2/3 L$ )

Σχήμα 2: Απομείωση της αντοχής της τοιχοπλήρωσης συναρτήσει του βαθμού ενσφήνωσης με το περιβάλλον της πλαίσιο και της ανοιγμένης λυγηρότητάς της.

### 3.3.2. Κλιμακοστάσια

Τα κλιμακοστάσια είναι σε θέση να επιφέρουν έντονη ανισοκατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη αναλόγως και της μορφής την οποία διαθέτουν. Παράδειγμα σκάλες με συνεχείς βαθμιδοφόρους από την μία στάθμη στην επόμενη που δεν φέρουν πλατύσκαλα δύναται να λειτουργήσουν ως διαγώνιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Επομένως σε περιπτώσεις αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών η θέση και η μορφή των κλιμάκων θα πρέπει να αξιολογείται και να εξετάζεται η τυχόν δυσμενής η ευμενής επιρροή τους στην δυναμική απόκριση του φορέα.

### 3.3.3. Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ κατατάσσει τα στοιχεία σε δευτερεύοντα όταν εφόσον προσομοιωθούν διαπιστωθεί πως συνεισφέρουν στην δυσκαμψία με ποσοστά του 25% και 50% στην δυσκαμψία του φορέα για ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις αντίστοιχα. Ο χαρακτηρισμός ενός στοιχείου ως δευτερεύον επιτρέπει την αποδοχή μεγαλύτερου επιπέδου βλάβης σε αυτό.

### 3.3.4. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΩΝ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ

Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό την επάρκεια ενός φορέα. Ως εκ τούτου, θα πρέπει να ελέγχονται λεπτομέρειες όπως τα μήκη μάτισης και οι αγκυρώσεις των οπλισμών στους κόμβους. Χαρακτηριστική περίπτωση όπως αναφέρεται παρακάτω είναι και ο κεκαμμένος οπλισμός των στηρίξεων, ο οποίος εάν δεν ληφθεί υπόψη για τα στατικά φορτία, θα προκύπτουν διαμηθικές αστοχίες στην κατασκευή στην αποτίμηση της, ήδη από τις στατικές φορτίσεις πριν ακόμα ελεγχθούν οι σεισμικές. Βέβαια αυτός ο οπλισμός σε καμία περίπτωση δεν μπορεί να συνεισφέρει στην σεισμική φόρτιση και στην ανακυκλιζόμενη κατεύθυνσης διάτμηση που προκύπτει λόγω αυτής λόγω της εναλλαγής της διεύθυνσης ρηγμάτωσης παράλληλα προ τον οπλισμό αυτό.

## **4. ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ**

Βασικά Σημεία του ΚΑΝΕΠΕ

## 4.1. ΚΑΝ.ΕΠΕ

Η εν ισχύ έκδοση του κανονισμού αποτελεί την τρίτη αναθεώρηση του που πραγματοποιήθηκε το 2022, παρακάτω καταγράφονται κάποιες σημαντικές τροποποιήσεις σε σχέση με τις προηγούμενες εκδόσεις.

### 4.1.1. Στόχος Αποτίμησης ή Ανασχεδιασμού

Στον Πίνακα 4 παρουσιάζεται, η συσχέτιση της στάθμης επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση όπως αυτός περιλαμβάνεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο ΚΑΝΕΠΕ προβλέπει την αποτίμηση και ανασχεδιασμό των κατασκευών με βάση την επιτελεστικότητα (Performance Based Design). Αυτό έχει σκοπό τον ορισμό στόχων ικανότητας της κατασκευής σε ανάληψη σεισμικού φορτίου μίας συγκεκριμένης έντασης και η οποία είναι αποδεκτό και κοινωνικά και οικονομικά συμφέρον να ξεπεραστεί με μία πιθανότητα εντός συγκεκριμένο χρονικού διαστήματος συμβατικής διάρκειας ζωής.

Πίνακας 3: Στόχοι Αποτίμησης Ανασχεδιασμού ΚΑΝΕΠΕ στην 2<sup>η</sup> αναθεώρηση του 2017

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 4: 2.1. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος Οργανισμού. [18] αναθεώρηση 2022

$A_g/a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1 <sup>+</sup>	B1 <sup>+</sup>	Γ1 <sup>+</sup>
<b>1.00</b>	A1	B1	Γ1
0.75	A2 <sup>+</sup>	B2 <sup>+</sup>	Γ2 <sup>+</sup>
0.60	A2	B2	Γ2
0.45	A3 <sup>+</sup>	B3 <sup>+</sup>	Γ3 <sup>+</sup>
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4 <sup>+</sup>	B4 <sup>+</sup>	Γ4 <sup>+</sup>
<0.25	A4	B4	Γ4

- $a_{g,ref}$  είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια ως συμβατικής ζωής του έργου.
- $a_g$  είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση

Πίνακας 5: Σ 2.1. Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση. [18]

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	$a_g / a_{g,ref}$
2475	2%	1.8
975	5%	1.3
475	10%	1
225	20%	0.75
135	30%	0.6
70	50%	0.45
40	70%	0.35
20	90%	0.25
<20	>90%	<0.25

Πέραν των στόχων ανασχεδιασμού και αποτίμησής τίθενται και ελάχιστοι αποδεκτοί στόχοι αναβάθμισης ανεπαρκών κατασκευών αυτοί συνοψίζονται ως εξής:

Πίνακας 6: ΠΑ.2.2 Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων κτιρίων. [18]

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Ελάχιστοι Ανεκτοί Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

- Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει  $A1 > A2$ ,  $B1 > B2$ ,  $\Gamma1 > \Gamma2$ ,  $A1 > B1 > \Gamma1$  και  $A2 > B2 > \Gamma2$

Είναι κανονιστικώς αποδεκτό για οποιοδήποτε σύνθετες κτήριο κατηγορίας σπουδαιότητας I και II κάθε επέμβαση η οποία:

Ικανοποιεί τις απαιτήσεις στον Πίνακας 6

Είτε αυξάνει την σεισμική κλάση του κτηρίου στην στάθμη επιτελεστικότητας B κατά μία τουλάχιστον βαθμίδα σε σχέση με αυτήν που άνηκε κατά την αποτίμηση του βάσει του Πίνακας 4 και ταυτόχρονα τουλάχιστον κατά μία βαθμίδα από την ελάχιστη βασική σεισμική κλάση του όπως παρουσιάζεται στον

Πίνακας 7: ΠΑ.2.2. Ελάχιστες βασικές σεισμικές κλάσεις υφισταμένων κτιρίων σπουδαιότητας Ι και ΙΙ.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	Ελάχιστη Βασική Σεισμική Κλάση Κτιρίου
<1985	B3
1985≤...<1995	B3+
1995≤...	B2+

#### 4.1.2. Δυσκαμψίες στοιχείων

Στην περίπτωση της αποτίμησης μίας κατασκευής και με εφαρμογή ελαστικών μεθόδων η δυσκαμψία προσεγγίζεται ως ποσοστό της μη ρηγματωμένης διατομής (ΣΤΑΔΙΟ Ι ) βάσει της παραγράφου 4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του πίνακα Σ 4.1:

Πίνακας 8: Δυσκαμψίες Μελός του Προσωμοιώματος

A/A	Δομικό Στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	0,8*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	0,6*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )
2.1	2.1 Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	0,7*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )
2.2	2.2 Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	0,5*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )
3	3 Δοκός (2)	0,4*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )

- Η δυστημψία λαμβάνεται ως  $0,4E_cA_w$   $A_w$  = μόνον η (ορθογωνική) διατομή του κορμού του στοιχείου (π.χ. για τις πλακοδοκούς).
- Η δυστένεια των δομικών στοιχείων θα εκτιμώνται κατά την κλασική μηχανική άρα γίνεται χρήση των τιμών και  $E_cA_g$  , όπου:  $A_g$  = η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνον τοσκυρόδεμα)
- Για τη δυστρεψία, μπορεί να ληφθεί υπόψη τιμή της τάξεως του 10% αυτής για μη ρηγματωμένα στοιχεία.

#### 4.1.3. Αξιοπιστία Δεδομένων

Πλέον τα βασικά δεδομένα-παραδοχές του κανονισμού αξιολογούνται βάσει τριών σταθμών αξιοπιστίας δεδομένων ως εξής:

- Υλικών
- Γεωμετρίας
- Λεπτομερειών

Πίνακας 9: Επιλογή στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ										
				ΣΑΔΓ (η δυσμενέστερη μεταξύ των ΣΑΔΓ1 & ΣΑΔΓ2)						ΣΑΔΛ				
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ			ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ (ΣΑΔΓ1)			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕ ΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ. (ΣΑΔΓ2)			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ				
				ΑΝΕΚΤΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΥΨΗΛΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΥΨΗΛΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΥΨΗΛΗ		
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η (1) οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓				✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓		✓		✓
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓			✓				✓		
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓	✓		✓	✓			✓	✓
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓	✓		✓	✓			✓	✓	
	✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓			✓	✓	

#### 4.1.4. Επιμέρους Συντελεστές ασφαλείας

Παρατίθενται ενδεικτικά επί μέρους συντελεστές ασφαλείας που λαμβάνονται υπόψιν από τον κανονισμό και αποτελούν σημεία που χρήζουν περεταίρω διερεύνησης από τον μελετητή στον εκάστοτε υπολογισμό.

- γ<sub>b</sub> επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για συνάφεια
- γ<sub>c</sub> επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για σκυρόδεμα
- γ<sub>c'</sub> επί μέρους συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος σε εφελκυσμό
- γ<sub>f</sub> συντελεστής ασφαλείας για δράσεις
- γ<sub>g</sub> επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μόνιμες δράσεις
- γ<sub>inst</sub> επί μέρους συντελεστής ασφαλείας εξαρτώμενος από την ποιότητα εφαρμογής αγκυρίων στο εργοτάξιο
- γ<sub>IΩΠ</sub> επί μέρους συντελεστής ασφαλείας εξαρτώμενος από το είδος των ινών του ΙΩΠ (ινωπλισμένα πολυμερή)
- γ<sub>m</sub> συντελεστής ασφαλείας υλικού
- γ<sub>q</sub> επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μεταβλητές δράσεις
- γ<sub>Rd</sub> συντελεστής ασφαλείας για αντιστάσεις (προσομοιώματα)
- γ<sub>s</sub> επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για χάλυβα

##### 4.1.4.1. γ<sub>Sd</sub> συντελεστής ασφαλείας για δράσεις (προσομοιώματα)

Για την ελαστική ανάλυση, στατική ή δυναμική, επιτρέπεται εφαρμογή της, μόνον για σκοπούς αποτίμησης, αν οι συντελεστές γ<sub>Sd</sub> κατά την παρούσα § 4.5.1 επαυξηθούν κατά 0,15 (δηλ. γ<sub>Sd,ελ.</sub> = γ<sub>Sd</sub> + 0,15). Συνήθως πάντοτε σε μία αποτίμηση οι βλάβες επισκευάζονται οπότε είναι σύνηθες για την αποτίμηση να θεωρείται η κατασκευή χωρίς βλάβες και γ<sub>Sd</sub>=1

Πίνακας 10: Τιμές για τον συντελεστή ασφαλείας των δράσεων

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
γ <sub>Sd</sub> = 1,20	γ <sub>Sd</sub> = 1,10	γ <sub>Sd</sub> = 1,00

##### 4.1.4.2. - Για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως

- Ικανοποιητική ΣΑΔ γ<sub>g</sub> = 1,35
- Ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ γ<sub>g</sub> = 1,50 ή 1,20, αντιστοίχως  
- Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως
- Ικανοποιητική ΣΑΔ γ<sub>g</sub> = 1,10
- Ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ γ<sub>g</sub> = 1,20 ή 1,00, αντιστοίχως

#### 4.1.5. Συντελεστής Συμπεριφοράς

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει για τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές βλάβες») για υφιστάμενες κατασκευές όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 11. Αυτές οι τιμές σε περίπτωση ενίσχυσης της κατασκευής μπορούν να αναθεωρηθούν προς τα άνω λαμβάνοντας υπόψη την βελτίωση της ικανότητας των μελών σε παραμόρφωση. Ωστόσο, αυτές θα πρέπει και να συμβαδίζουν με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για τις σύγχρονες κατασκευές



Πίνακας 11: Τιμές δείκτη συμπεριφοράς βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

#### 4.1.6. Ερήμην τιμές

Όμως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ορίζει για θεώρηση Στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων ανεκτή επιτρέπει στην αποτίμηση της κατασκευής

Πίνακας 12: Αντιπροσωπευτικές τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση τιμή $f_{cm}$ (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση $f_{ck}$ (MPa)
...<1954	10	6
1954<...<1985	12	8
1985<...<1995	16	12
1995<...	20	16

Πίνακας 13: Ερήμην τιμές διαρροής χάλυβα οπλισμού

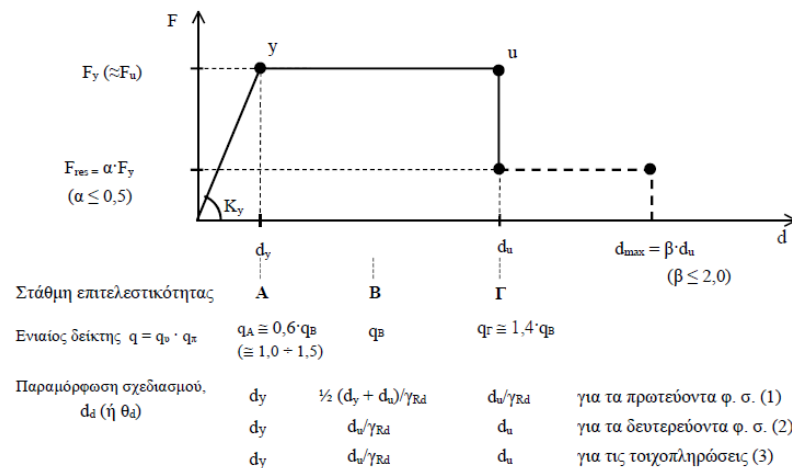
Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Ονομαστική» Μέση τιμή $f_{ym}$ (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση
S220 & Stahl I 280 240	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Πίνακας 14: Ερήμην τιμές αντοχής τοιχοπληρώσεων

Αντοχή	Τοιχοπλήρωση	Ποιότητα Δόμησης και Σφήνωσης		
		Καλή	Μέση	Κακή
Λοξή Θλίψη $f_{wc,s} (MPa)$	Μπατικός	2.00	1.50	1.00
	Δρομικός	1.50	1.00	0.75
Διαγώνια Ρηγμάτωση $f_{wt} (MPa)$	Μπατικός	0.25	0.20	0.15
	Δρομικός	0.20	0.15	0.10

## 4.2. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ

Ο κανονισμός επεμβάσεων συμπεριλαμβάνει την πλειοψηφία των κανονιστικών διατάξεων που προβλέπει ο Ευρωκώδικας 8-3 [17] για την αποτίμηση και ενίσχυση των κατασκευών και λειτουργεί επικουρικά και συμπληρωματικά αυτού. Οι κατασκευές που ανασχεδιάζονται καλούνται να είναι σε θέση να ανταποκριθούν στις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού που θέτει ο κανονισμός. επίσης, αναλόγως της μεθόδου ενίσχυσης που εφαρμόζεται, ισχύουν διάφορες διατάξεις που αφορούν την συνεργασία νέων και υφιστάμενων υλικών. Το διάγραμμα που παρουσιάζεται στο Σχήμα 3 αποτελεί την βάση για τον έλεγχο των μελών είτε/και της κατασκευής. Αναλόγως του εντατικού μεγέθους που είναι υπό εξέταση και της παραμόρφωσης σχεδιασμού του ελέγχεται με βάση τα όρια που τίθενται από τον στόχο επιτελεσματικότητας.



### Σκελετικό Διάγραμμα Συμπεριφοράς

(για τα επιμέρους δομικά στοιχεία, ή το δόμημα – ως σύνολο)

#### Παρατηρήσεις

- 1) Για τα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία :  
Η οριακή παραμόρφωση σχεδιασμού ( $d_d$ ), ακόμη και για τη στάθμη επιτελεσματικότητας Γ, είναι μικρότερη αυτής που αντιστοιχεί στην οιονει-αστοχία ( $d_u$ ), και μάλιστα με ικανοποιητική αξιοπιστία, που εκφράζεται μέσω του  $\gamma_{Rd}$  (βλ. Κεφ.9).
- 2) Για τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία :  
Γι' αυτά τα στοιχεία, γίνεται αποδεκτός μεγαλύτερος βαθμός βλάβης (υπό σεισμόν) απ' ότι για τα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία, αναλόγως και του αν πρόκειται για κατακόρυφα ή οριζόντια φέροντα στοιχεία, για τιμές  $d_d$  που διαμορφώνονται και μέσω του  $\gamma_{Rd}$  (στην Β και όχι στην Γ).

Σχήμα 3: Το διάγραμμα συμπεριφοράς για μέλη και κατασκευές του ΚΑΝ.ΕΠΕ [18]

## **5. ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

Συνοπτική παρουσίαση μορφών ενισχύσεων



Ο τελικός τρόπος ενίσχυσης μίας κατασκευής δεν είναι μία μονοσήμαντη λύση. Η ίδια κατασκευή μπορεί να ενισχυθεί με διάφορους τρόπους και τεχνικές των οποίων η επιλογή εξαρτάται από πολλά κριτήρια. Με βάση καθαρά στατικής φύσεως κριτήρια οι γενικές αρχές που διέπουν τον ανασχεδιασμό συνοψίζονται στις εξής στρατηγικές [19]:

- Αύξηση δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής
- Αύξηση πλαστιμότητας της κατασκευής
- Αύξηση δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας της κατασκευής
- Μείωση εισαγόμενης σεισμικής δράσης στην κατασκευή (π.χ. σεισμική μόνωση)

Το συνηθέστερο στις ενισχύσεις των κατασκευών είναι να προκύπτει μία αλλαγή στα δυναμικά χαρακτηριστικά αυτών. Αφενός γιατί η ίδια η κατασκευή συνήθως γίνεται πιο δύσκαμπτη και αφετέρου γιατί προστίθεται επιπλέον μάζα. Επομένως σχηματίζεται ένα ισοζύγιο δυσκαμψίας και μάζας το οποίο μπορεί να οδηγήσει την κατασκευή στο οριζόντιο τμήμα του φάσματος απόκρισης και να αναλαμβάνει μεγαλύτερες σεισμικές δράσεις από αυτές πριν την ενίσχυση. Επομένως είναι σημαντική η αξιολόγηση της κατεύθυνσης που παίρνει η διάταξη της ενίσχυσης και που στοχεύει ο μελετητής να την οδηγήσει.

Η παρεμβατικότητα των ενισχύσεων εξαρτάται από τους αρχικούς λόγους ανεπάρκειας που προέκυψαν κατά την αρχική αποτίμηση της κατασκευής και το είδος ανεπαρειών που αυτή παρουσίασε βάσει των κρίσιμων κριτηρίων αστοχίας. Για παράδειγμα, η ανεπάρκεια των μελών σε κάμψη συνήθως απαιτεί έντονες επεμβάσεις αναλόγως του μεγέθους αυτών είτε μέσω μανδυών είτε με μεταλλικά ή στοιχεία από ινοπλισμένα πολυμερή σε μορφή ελασμάτων. Αντιθέτως η ανεπάρκεια σε διάτμηση και περίσφιξη μπορεί να αντιμετωπιστεί με λιγότερο έντονες επεμβάσεις όπως με ινωπλισμένα πολυμερή σε μορφή υφασμάτων ή και ελάσματα. Όποια μέθοδος και να επιλεγεί η επάρκεια της θεμελίωσης δομικά αλλά και στην επιτρεπόμενη ικανότητα του εδάφους θα πρέπει να εξασφαλίζεται είτε με την υφιστάμενη διάταξη ή με πρόσθετες τροποποιήσεις – επεμβάσεις στα θεμέλια του κτιρίου.

Με βάση τα προαναφερθέντα η μελέτη και εκτέλεση μίας άρτιας μελέτης ενίσχυσης απαιτεί μεγάλη διερεύνηση των στατικών επιλογών και διαθέσιμων συστημάτων προς εφαρμογή. Είναι σύνηθες να επιλέγεται η συνολική ενίσχυση όλων των μελών ενός φορέα χωρίς να γίνεται η χρονοβόρα διερεύνηση για τον εκλεπτυσμό της λύσης και τον περιορισμό των επεμβάσεων καθώς, κατά κανόνα, μια επέμβαση – αλλαγή τοπικά αντοχής ή δυσκαμψίας επιφέρει δυναμικά μεταφορά του προβλήματος ανεπάρκειας σε άλλα δομικά μέλη, που πρέπει κατ' επέκταση να ενισχυθούν. Περιορίζεται δε από τις οικονομικές απαιτήσεις που έχει καθώς και από παράγοντες που αφορούν την εύρυθμη λειτουργία του δομήματος εφόσον απαιτηθεί η μη διακοπή της λειτουργίας του ο χρόνος εφαρμογής οι αρχιτεκτονικοί και πολεοδομικοί περιορισμοί που τίθενται για την διαμόρφωση των ενισχύσεων ή τη διάταξη νέων μελών. Ενώ το κρίσιμότερο όλων είναι η διαθεσιμότητα εξειδικευμένου τεχνικού προσωπικού που να διαθέτει την κατάλληλη εκπαίδευση και εμπειρία στη εφαρμογή της οποιασδήποτε λύσης επιλεγεί. Ενώ πάντα θα πρέπει να υπολογίζεται το ενδεχόμενο η πραγματικότητα της κατασκευής και ιδίως της θεμελίωσης να είναι πολύ διαφορετική από αυτήν που παρουσιάζεται στα σχέδια.

Οι κυριότερες τεχνικές ενίσχυσης παρουσιάζονται [19]:

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Στοχεύει σε μμεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Στοχεύει σε μέτρια αύξηση της αντοχής και κυρίως σε αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Στοχεύει στη βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής και σε μερική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας.
- Κατασκευή μανδυών σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής. Στοχεύει βασικά στην αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής

- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή. Στοχεύει σε μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Ενσωμάτωση στην κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας, ιξώδους ή στερητικής συμπεριφοράς. Στοχεύει στη μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης της κατασκευής.
- Σεισμική μόνωση της κατασκευής (εφαρμόζεται κυρίως σε μνημειακές κατασκευές όπου οι άλλες επεμβάσεις δεν είναι εφικτές).

## 5.1. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΗ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ

Είναι θεμελιώδους σημασίας συχνά η σύλληψη από τον μελετητή της μεθόδου και της μορφής των απαιτούμενων ενισχύσεων σε μία κατασκευή. Έτσι θα πρέπει να υπάρχει εξοικείωση με τις διαθέσιμες μεθόδους εφαρμογής αυτών αλλά και την δυνατότητα εφαρμογής αυτών η οποία εξαρτάται από την δυσκολία της μεθόδου, το κόστος της αλλά κυριότερα από την τεχνική επάρκεια των διατιθέμενων συνεργείων προς αποπεράτωση της εργασίας.

### 5.1.1. Αποκατάσταση της Διεπιφάνειας

Η εκτράχυνση της επιφάνειας μπορεί να πραγματοποιηθεί με διάφορα κρουστικά εργαλεία χειρός και είναι απαραίτητα για της εξασφάλιση της συνεργασίας μεταξύ του υφιστάμενου και νέου σκυροδέματος,



Εικόνα 7: Εκτράχυνση της επιφάνειας του οπλισμένου σκυροδέματος για την ανάπτυξη συνάφειας με τα υλικά της ενίσχυσης [20]

Ομοίως για την εμφάντωση των πλαισίων θα πρέπει να εξασφαλιστεί η συνεργασία μεταξύ των περιμετρικών στοιχείων του πλαισίου και του προστιθέμενου γεμίσματος.



Εικόνα 8: Διάταξη βλήτρων σε πλαίσιο για την εμφάνωσή του [20]

Στην Εικόνα 9 διακρίνεται η προετοιμασία της επιφάνειας μέσω πυκνής διάταξης βλήτρων για την εξασφάλιση της συνεργασίας του μανδύα σκυροδέματος .



Εικόνα 9: Τοποθέτηση βλήτρων σε ημικυκλικό οχετό

Σε ενισχύσεις δοκών με μανδύες σε όλες τις πλευρές που αποτελεί και την πιο «σίγουρη» μέθοδο για την καμπτική και διατμητική ενίσχυσή τους σε σχέση με τις προτάσεις της βιβλιογραφίας για τρίπλευρους μανδύες. Η πλάκα διατηρείται για την τοποθέτηση του συνδετήρα ο οποίος τοποθετείται σε δύο σκέλη που συγκολλώνται μεταξύ τους.



Εικόνα 10: Ενίσχυση της ίδιας δοκού και συνέχεια των διατμητικών οπλισμών μέσα από την πλάκα.

### 5.1.2. Ενισχύσεις με μεταλλικά στοιχεία και με ινωπλισμένα πολυμερή

Η ενίσχυση με ινωπλισμένα πολυμερή και υφάσματα ακολουθείται σε στοιχεία με απαιτήσεις διάτμησης η κατανεμημένης έντασης όπως είναι οι πλάκες και που χρειάζεται να αυξηθεί η πλαστικότητα τους.



Εικόνα 11: Καμπτική ενίσχυση πλάκας



Εικόνα 12: Διατμητική ενίσχυση δοκού και πλάκας με πολυμερή και μεταλλικά ελάσματα.

### 5.1.3. Ενίσχυση Κόμβων

Η επάρκεια των κόμβων είναι κρίσιμη για την επιτυχία της ενίσχυσης, μία από τις συνήθεις μεθόδους είναι αυτή των χιαστί κολάρων – μεταλλικών διατομών όπως παρουσιάζεται παρακάτω η οποία έχει εφαρμοστεί ταυτόχρονα με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Σε άλλες περιπτώσεις έχει εφαρμοστεί η περιέλιξη όλου του κόμβου με υφάσματα από ίνες άνθρακα είτε με μεταλλικές διατομές.

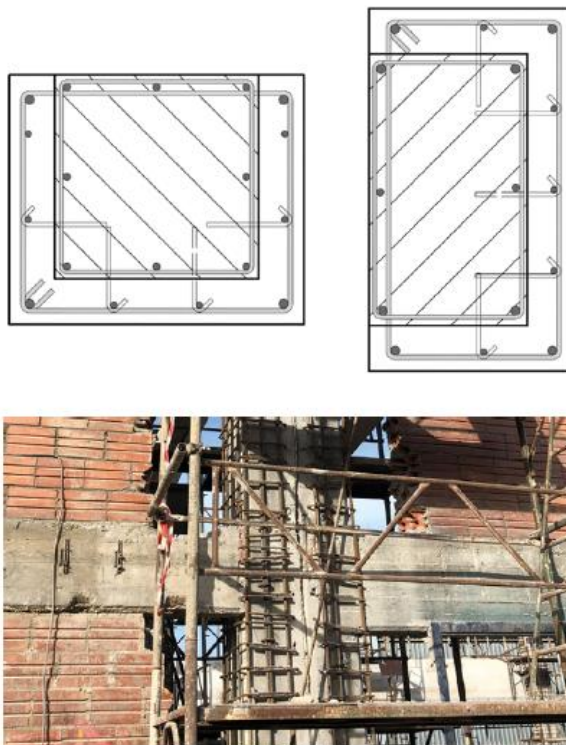




Εικόνα 13: Διπλή ενίσχυση με μεταλλικούς κλωβούς και μανδύες οπλισμού καθώς και εφαρμογή της μεθόδου των Χιαστί Κολλάρων για την ενίσχυση των κόμβων

#### 5.1.4. Ενίσχυση σε περιμετρικό υποστύλωμα

Είναι πολύ πιθανόν η κατασκευή προς ενίσχυση να συνορεύει με κάποια άλλη ή να διαθέτει και η ίδια αρμό οπότε μία ενδεικτική λύση είναι η παρακάτω λεπτομέρεια:



Εικόνα 14: Διάταξη ενίσχυσης περιμετρικού υποστυλώματος το οποίο βρίσκεται σε αρμό της κατασκευής όπως με όμορο κτίσμα [20]



## **6. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

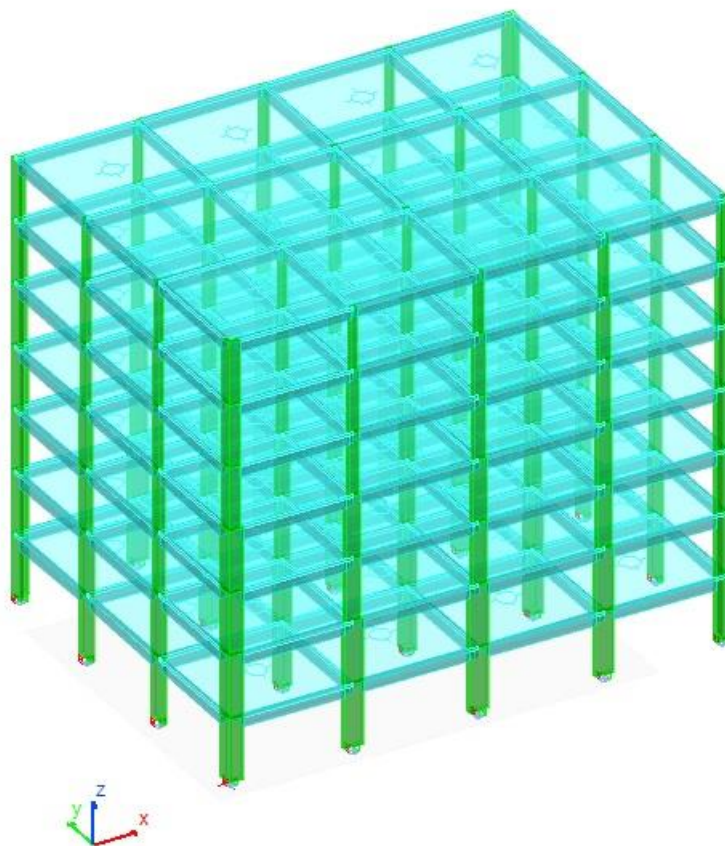
Εισαγωγή του προσομοιώματος στο λογισμικό και παραδοχές

## 6.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΗ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ

### 6.1.1. ΡΑΦ ΤΟΛ

Το λογισμικό που επιλέχθηκε για την αριθμητική προσομοίωση του φορέα είναι οι Ραβδόμορφοι Φορείς (ΡΑΦ) της εταιρείας λογισμικού Τεχνικός Οίκος Λογισμικού (ΤΟΛ) με έδρα το Ηράκλειο Κρήτης και έναρξη λειτουργίας το 2001, εν συντομία το λογισμικό αποκαλείται ΡΑΦ-ΤΟΛ ή ΡΑΦ. Επομένως η άνω των 20 ετών ανάπτυξη του συγκεκριμένου λογισμικού και η προσαρμογή του στα ελληνικά τεχνικά δεδομένα και απαιτήσεις το καθιστά μια αξιόπιστη επιλογή για τις αριθμητικές αναλύσεις της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Μία από τις ιδιαιτερότητες του συγκεκριμένου λογισμικού είναι ότι απαιτεί την όπλιση εκ των προτέρων των εφαρμοζόμενων διατομών και εν συνεχεία την αξιολόγηση της επάρκειάς τους για τις κανονιστικές φορτίσεις με βάση το εκάστοτε πλαίσιο ελέγχων είτε πρόκειται για νέα είτε για υφιστάμενη κατασκευή. Αυτή η λογική της προεκλογής των διατομών και ιδίως των διατάξεων όπλισης δείχνει την αρχική του υλοποίηση με έμφαση στην αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, ενώ απαιτεί κάποια εμπειρία για την εξαρχής προεκλογή επαρκών διατομών όταν επιλεγεί για τη μελέτη εξολοκλήρου νέων κατασκευών.



Εικόνα 2: Το προσομοίωμα της υφιστάμενης κατασκευής στο ΡΑΦ ΤΟΛ

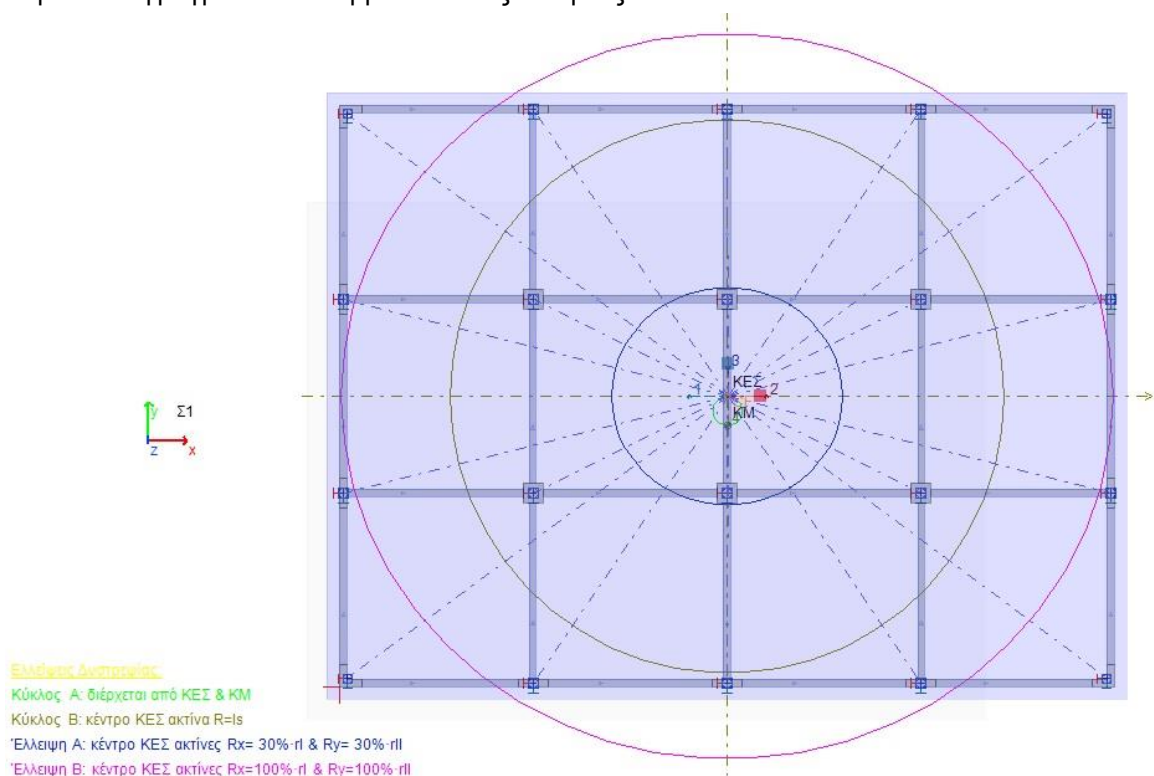
## 6.2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΙ ΤΩΝ ΣΥΝΟΡΙΑΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ

Η προσομοίωση της πλαισιακής κατασκευής υπό διερεύνηση που αποτελείται από επτά ορόφους με τέσσερα φατνώματα στη διαμήκη διεύθυνση και τρία στην εγκάρσια πραγματοποιήθηκε με ραβδωτά στοιχεία- δοκού (beam elements). Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων εισάγονται με βάση αρχεία μορφής cad που δίνει το λογισμικό την δυνατότητα εισαγωγής τους στο σχεδιαστικό του

υπόβαθρο, η διαμόρφωση των κόμβων και των εκκεντροτήτων ως προς τους άξονες των στοιχείων που συνδέονται σε αυτό πραγματοποιείται με αυτόματη αναγνώριση από το πρόγραμμα και την εισαγωγή στερεών βραχιόνων στα άκρα των γραμμικών στοιχείων.

### 6.2.1. Διαφράγματα

Η διαφραγματική λειτουργία μπορεί να εισαχθεί με πολλαπλούς τρόπους στο λογισμικό ακόμα και η ύπαρξη κάποιου αρμού που δύναται να διαμορφώνει δύο διαφορετικά διαφράγματα σε μια στάθμη μπορεί να ληφθεί υπόψιν και να τοποθετηθούν δύο διαφράγματα σε μία στάθμη. Συνήθως το ίδιο το λογισμικό αναγνωρίζει την ύπαρξη πλάκων και των σχετιζόμενων με αυτές κόμβων και δημιουργεί ένα διάφραγμα το οποίο με στερεούς βραχιόνες δεσμεύει τους οριζοντίους βαθμούς ελευθερίας μετακινήσεων με τους κόμβους του διαφράγματος, σε σχέση με τη θέση του κέντρου μάζας του συγκεκριμένου διαφράγματος. Η σημασία του διαφράγματος είναι θεμελιώδης στην αντισεισμική ανάλυση τυπικών κατασκευών οργανωμένες σε στάθμες και ειδικά στην αποτίμηση των υφιστάμενων. Η απουσία διαφράγματος δύναται να εισάγει σοβαρά αξονικά φορτία στις δοκούς και διάτμησης στα υποστυλώματα λόγω της έντονα ανομοιόμορφης κατανομής του φορτίου, με αποτέλεσμα να οδηγούν σε ανεπάρκειες στα στοιχεία μίας υφιστάμενης κατασκευής οι οποίες απαιτούν πολύ εντονότερες ενισχύσεις σε σημείο που να καταλήγει αντισυμβαλλόμενος ο σχεδιασμός. Επομένως μεγάλη σημασία έχει η αξιολόγηση της πραγματικής επάρκειας των πλάκων στην ικανότητά τους να λειτουργήσουν ως άκαμπτα διαφράγματα που λαμβάνονται ως συνήθως.



### 6.3. ΦΟΡΤΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ

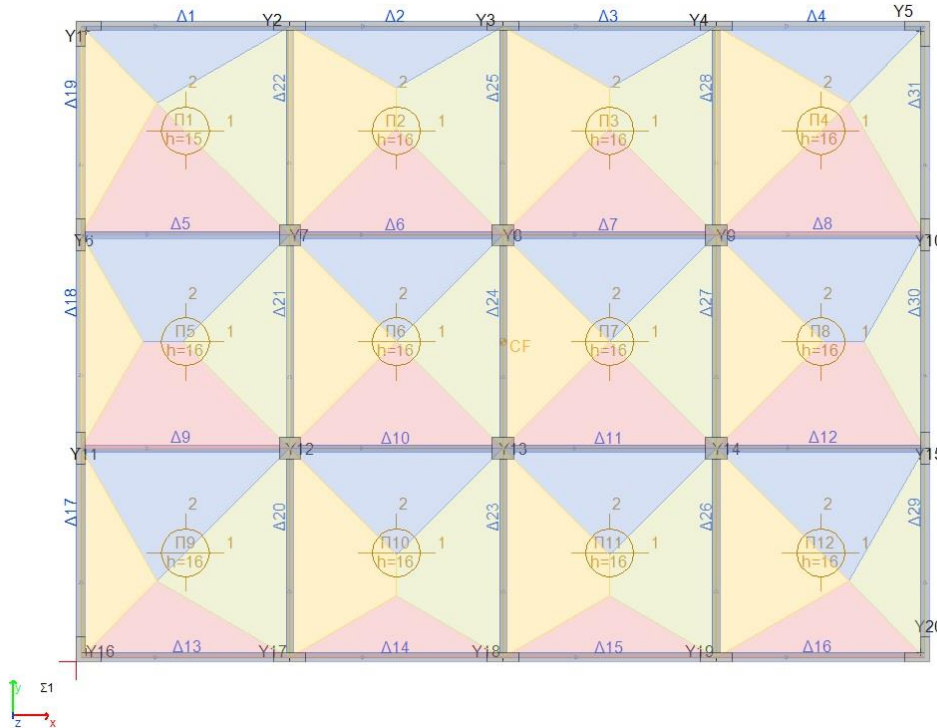
Τα φορτία του προσομοιώματος εισήχθησαν ως επιφανειακώς κατανεμημένα στις πλάκες

Με φορτίο επικάλυψης 0.8Kn/M<sup>2</sup>

Με πρόσθετα μόνιμα φορτία 0.75Kn/M<sup>2</sup>

Με κινητό φορτίο 2kN/m<sup>2</sup>

Ο συντελεστής συνδυασμού των κινητών φορτίων στο σεισμό είναι  $\psi_2 = 0.3$



## 6.4. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

### 6.4.1. Υλικά Υφιστάμενης Κατασκευής

Οι παραδοχές στην παρούσα εργασία λήφθηκαν με βάση τα πιο συχνά συναντούμενα χαρακτηριστικά των κατασκευών με βάση και την χωρική τους κατανομή στην χώρα μας.

- Ορίστηκε σκυρόδεμα με ονομαστική μέση τιμή 12 (MPa) και χαρακτηριστική αντοχή 8 (MPa)
- Χάλυβας κύριων οπλισμών S 400 ονομαστική μέση τιμή 450 (MPa) και Χαρακτηριστική 410 (MPa)
- Χάλυβας συνδετήρων S220 με ονομαστική μέση τιμή 280 (MPa) και Χαρακτηριστική 240 (MPa)

### 6.4.2. Έδαφος

Το έδαφος λήφθηκε κατηγορίας Β. Γενικότερα αυτό που μας αφορά είναι η ενίσχυση λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Σε κάθε περιοχή αυτό δύναται να διαπιστωθεί είτε με γεωτρήσεις και με μικροζωνικές μελέτες που σπανίως υπάρχουν στον ελληνικό χώρο (μία από αυτές υπάρχει για την πόλη τη Θεσσαλονίκης).

### 6.4.3. Ζώνη Σεισμικότητας

Λήφθηκε 0.24g επιτάχυνση βάσης

### 6.4.4. Συντελεστής Σπουδαιότητας

Ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται ως μονάδα για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας όπως είναι οι κατοικίες.

### 6.4.5. Τοιχοπληρώσεις

Οι τοιχοπληρώσεις εν γενεί αγνοούνται λόγω πολλαπλών ανοιγμάτων (παράθυρα) ενώ στα προσομοιώματα που έχουν ληφθεί υπόψιν η αντοχή τους σε θλίψη έχει ληφθεί 1500kPa.



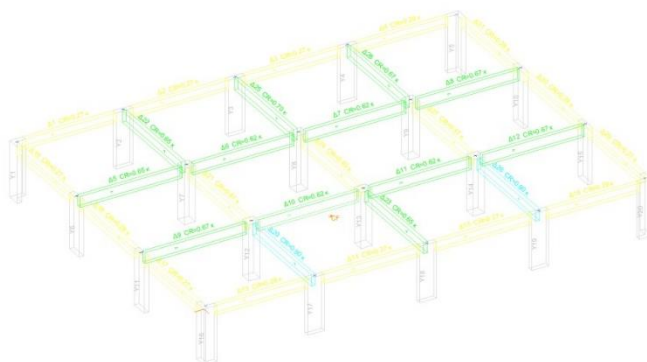
## **7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ**



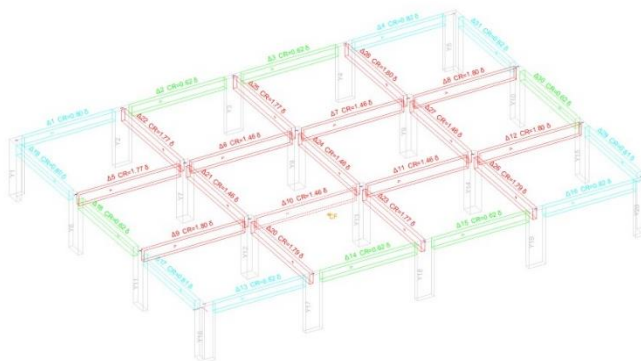
## 7.1. Αποτίμηση και αξιολόγηση των δοκών

Οι δοκοί σε παλαιότερες κατασκευές είναι σύνηθες να οπλίζονται διαμνητικώς με μία ενιαία αραιή διάταξη συνδετήρων σταθερής απόστασης τοποθέτησης ακόμη και 20cm όπως αναφέρεται στο κεφάλαιο 2.2.2. Αυτή η διάταξη των συνδετήρων ήταν επαρκής για την παραλαβή των στατικών φορτίων της δοκού και της προερχόμενης από αυτά τέμνουσας στο μέσον της δοκού ενώ στα άκρα το “πλεονάζον” διάγραμμα της τέμνουσας παραλαμβάνονταν από τα κεκκαμένα σκέλη των οπλισμών καθώς περίπου οι μισοί διαμήκεις οπλισμοί του ανοίγματος από την κάτω ίνα της δοκού κάμπτονται για να βρεθούν στην στήριξη της στην άνω ίνα της για την παραλαβή της ροπής στήριξης στο άκρο της δοκού. Τα κεκκαμένα σκέλη αυτών των οπλισμών έχουν καίρια συνεισφορά στην ασφαλή παραλαβή των τεμνουσών δυνάμεων των κατακόρυφων. Η σύγχρονη αντίληψη για της διαμνητική οπλισή των δοκών άλλαξε με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1985 απ’όταν και έπαισε να υπολογίζεται η παραλαβή της τέμνουσας μέσω της κάμψης κύριων οπλισμών και προτάθηκε η πύκνωση των συνδετήρων στις ακραίες περιοχές για αυτό το σκοπό.

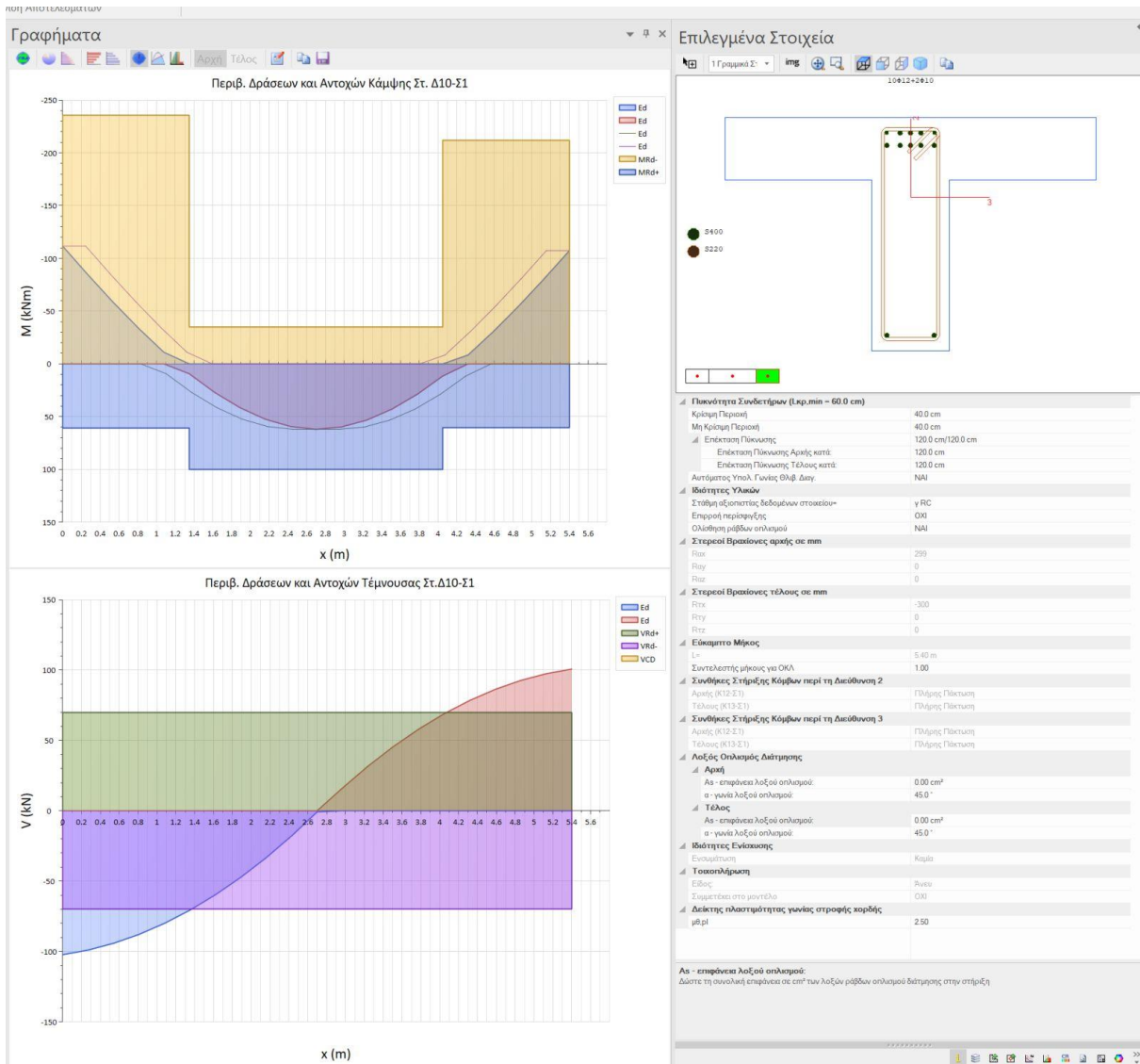
Είναι λοιπόν σύνηθες σε λογισμικά όπως αυτό που χρησιμοποιήθηκε σε αυτήν την ανάλυση να εμφανίζεται κάποια ανεπάρκεια στις δοκούς ήδη από τα στατικά φορτία κυρίως σε διάτμηση, σε θέσεις των άκρων ή και από κάμψη, στις ίδιες θέσεις, λόγω αγνόησης των κατασκευαστικών οπλισμών 2Φ10 συνήθως στο άνω πέλμα της δοκού αλλά και της παράβλεψης της συνεισφοράς των οπλισμών της όμορης δοκού που αγκυρώνονται εντός της υπό εξέταση δοκού και των «σπαστών». Όμως, υπολογιστικοί έλεγχοι εκτός λογισμικού απέδειξαν ότι οι οπλισμοί επαρκούν.



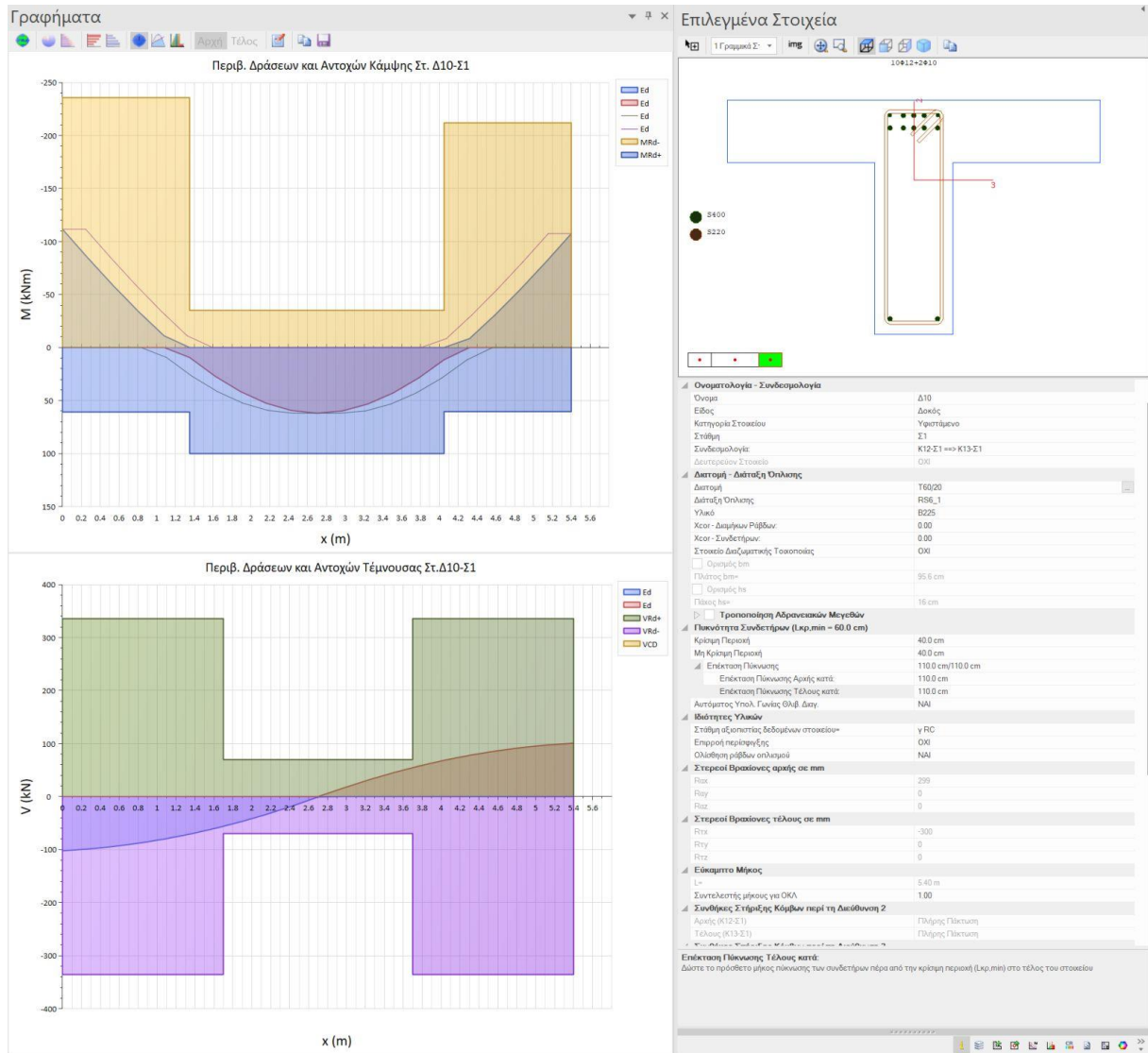
Εικόνα 15: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών σε κάμψη υπό στατικά φορτία



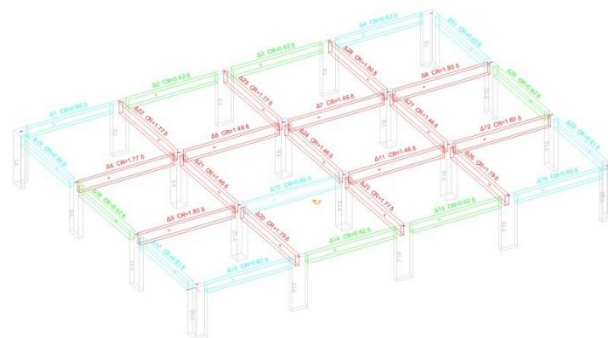
Εικόνα 16: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών σε διάτμηση υπό στατικά φορτία



Εικόνα 17: Διάγραμμα περιβαλλουσών αντοχής και δράσεων χωρίς να λαμβάνονται υπόψιν οι κεκαμμένοι οπλισμοί



Εικόνα 18: Περιβάλλουσα εντατικών μεγεθών και αντοχή με συμμετοχή των κεκαμμένων οπλισμών

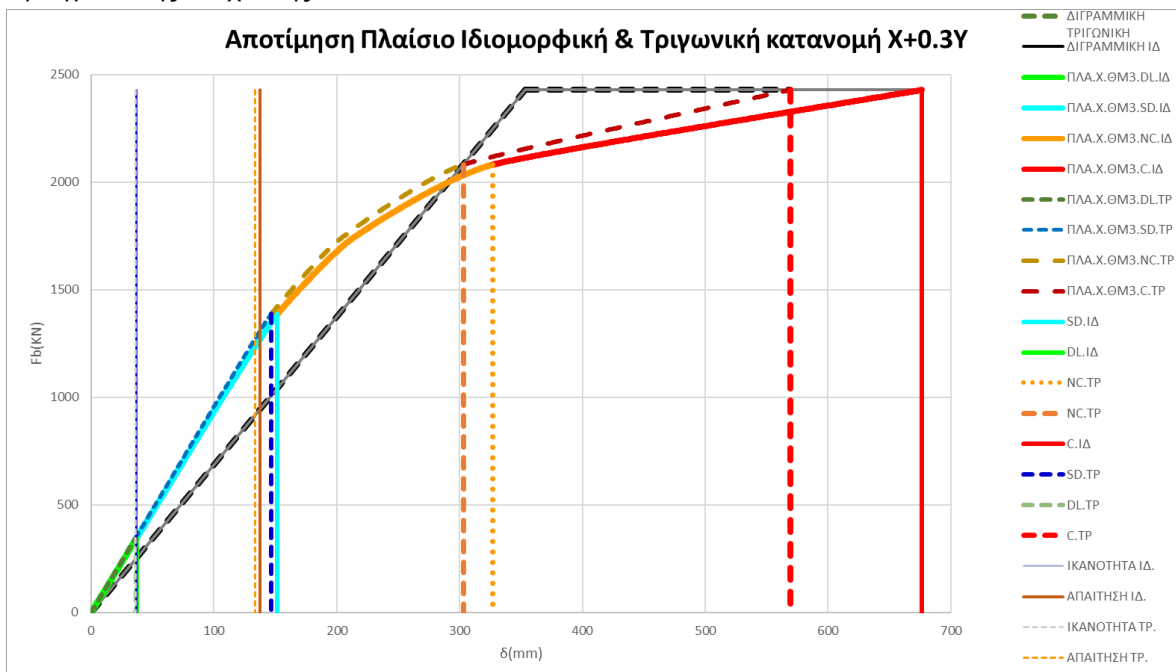


Εικόνα 19: Επάρκεια δοκού Δ10 στην οποία λήφθηκε υπόψιν η κάμψη του οπλισμού ανοίγματος προς τα άνω στη θέση της στήριξης.

## 7.2. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

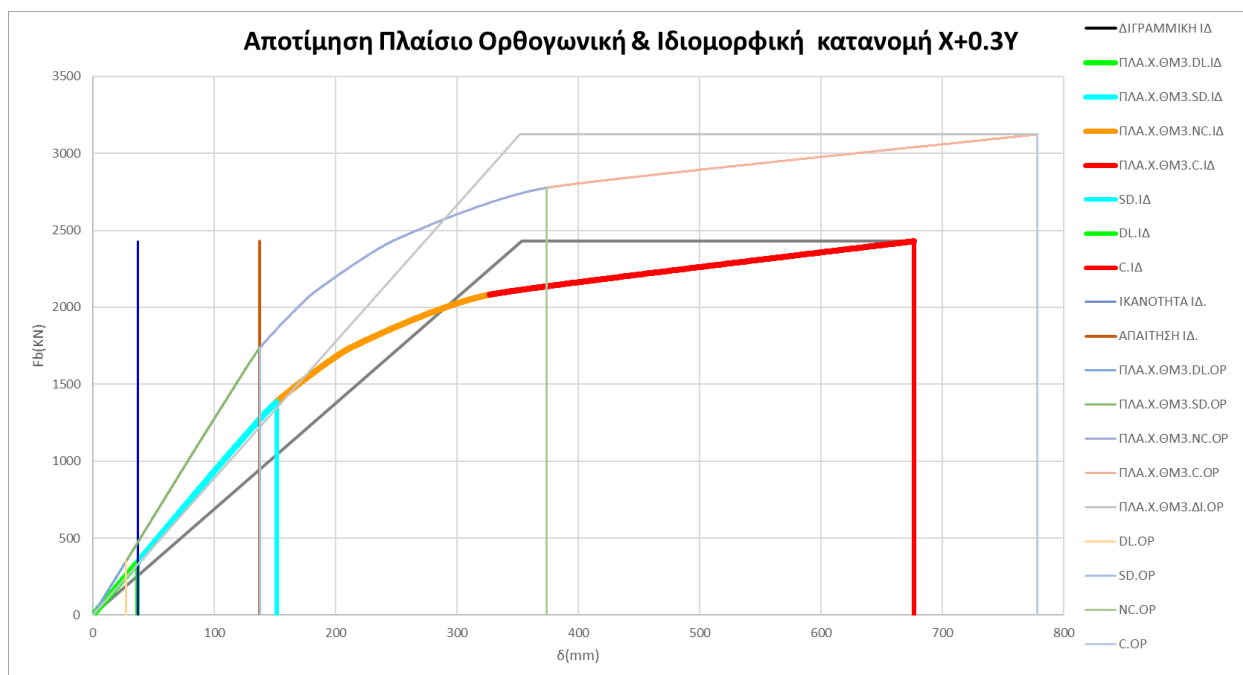
### 7.2.1. Αποτίμηση του πλαισίου

Ακολουθεί η αποτίμηση της αρχικής πλαισιακής κατασκευής (χωρίς τις τοιχοποιίες) για δύο κατανομές φόρτισης όπως επιβάλλεται κανονιστικά. Επιλέχθηκε η τριγωνική και η ιδιομορφική κατανομή καθώς προσεγγίζουν το ιδιομορφικό σχήμα της πρώτης ιδιοπεριόδου σε κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις. Παρατηρείται ότι η αντοχή της κατασκευής είναι και στις δύο περιπτώσεις ίδια στα 2428 kN, καθώς, πιθανόν, ο μηχανισμός αστοχίας είναι ο ίδιος. Στην ιδιομορφική κατανομή προκύπτει μεγαλύτερη ικανότητα παραμόρφωσης για την κατασκευή 676mm σε αντίθεση με τα 569mm για την τριγωνική. Παρατηρείται η ανεπάρκεια της κατασκευής ως έχει κατασκευασθεί, καθώς η αστοχία προηγείται της στόχευσης.



Σχήμα 4: Υπερωθητική ανάλυση αρχικού πλαισίου για τριγωνική και ιδιομορφική κατανομή Χ+0.3Υ

Επιπλέον πραγματοποιήθηκε η υπερωθητική ανάλυση για την κατασκευή με ορθογωνική κατανομή στην φόρτιση Σχήμα 5. Η οποία έδωσε ικανότητα μετατόπισης μικρότερη από αυτή της ιδιομορφικής κατανομής αλλά σημαντικά μεγαλύτερη αντοχή. Τα αποτελέσματα της σύγκρισης θα παρουσιαστούν παρακάτω όπου συγκεντρώνεται το σύνολο των αποτελεσμάτων.

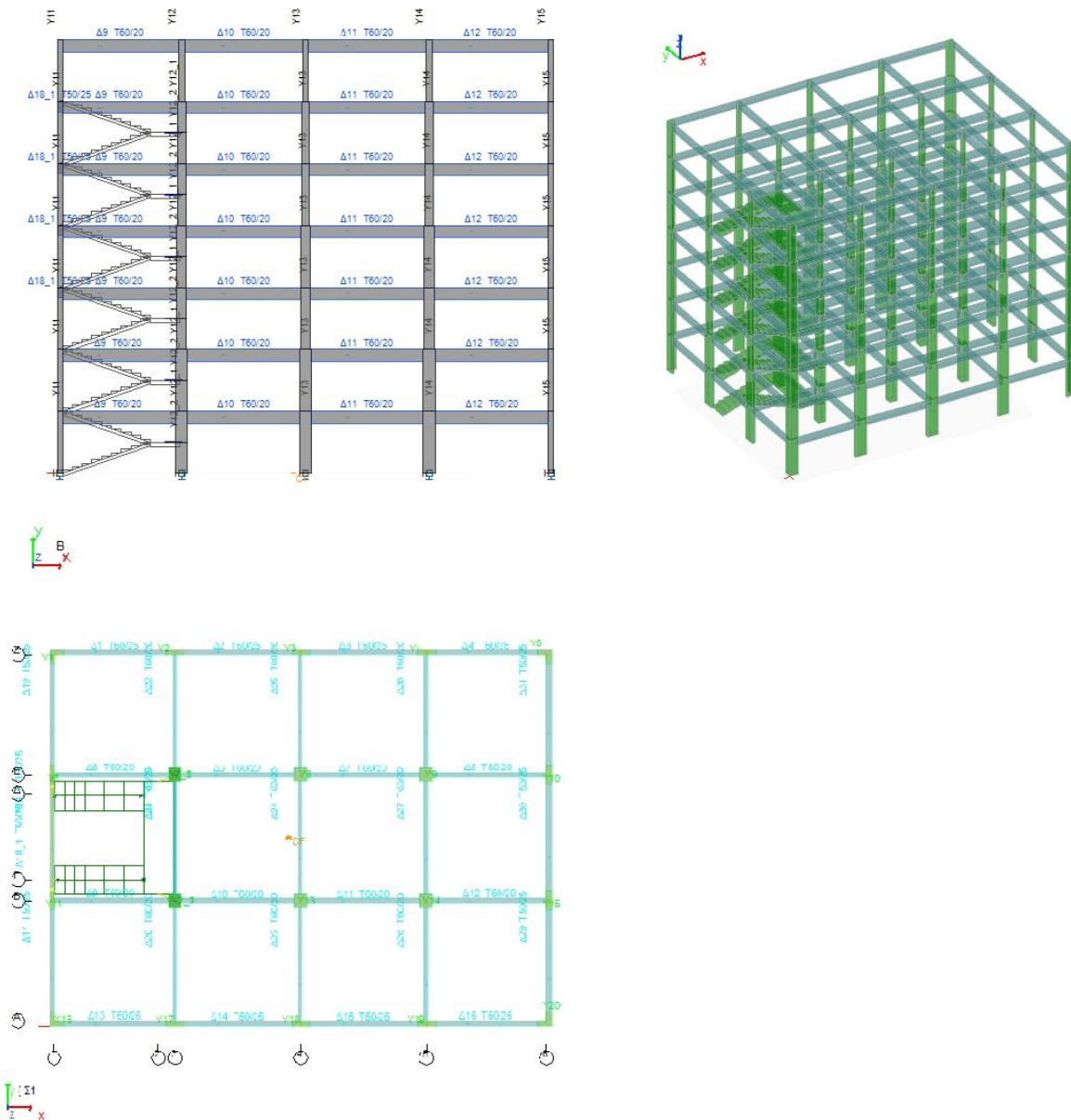


Σχήμα 5: Υπερωθητική ανάλυση αρχικού πλαισίου για ορθογωνική και ιδιομορφική κατανομή Χ+0.3Υ

### 7.2.2. Αποτίμηση Κλιμακοστασίου

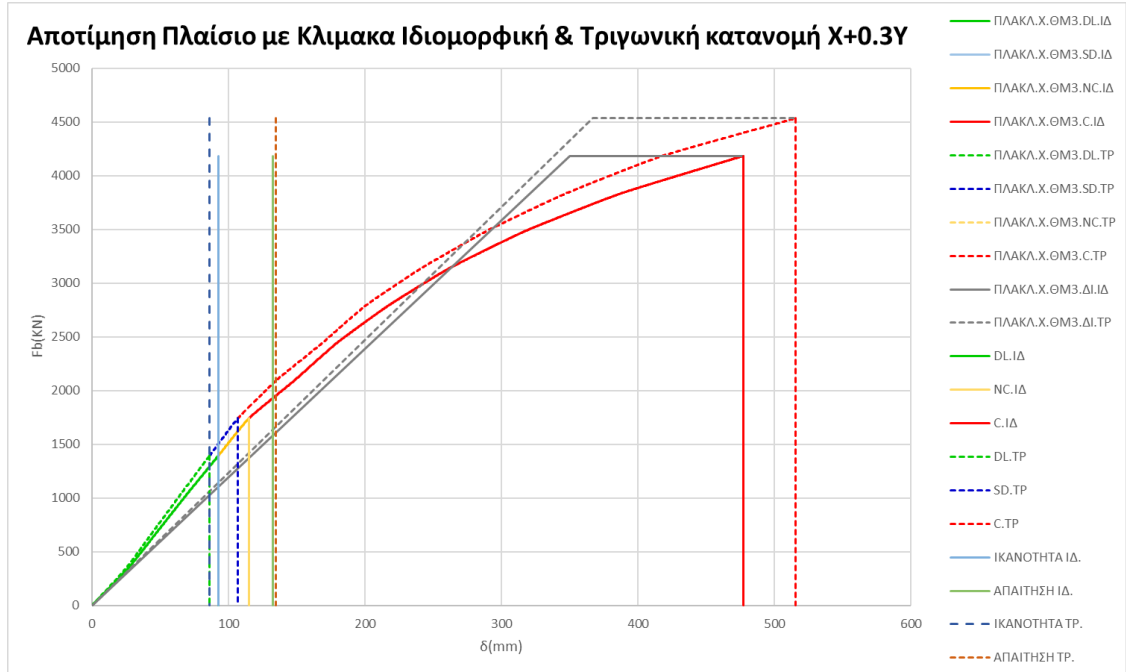
Η επόμενη προσομοίωση που πραγματοποιήθηκε αφορούσε την προσομοίωση με προσθήκη ενός κλιμακοστασίου στο φορέα διατεταγμένου κατά την διαμήκη διεύθυνση όπου έχει επιλεγεί να ασκείται και η σεισμική δράση. Η προσομοίωση πραγματοποιείται με γραμμικά στοιχεία για τους δύο βαθμιδοφόρους και το πλατύσκαλο ενώ έχουν δημιουργηθεί ενδιάμεσοι κόμβοι στα υποστυλώματα καθ' ύψος για την έδραση του πλατύσκαλου.

Στην Ιδιομορφική κατανομή σε αυτήν την περίπτωση η αντοχή ήταν μικρότερη σε σχέση με την τριγωνική (4184 kN και 4533 KN αντίστοιχα) και ομοίως για τις μετατοπίσεις 477 και 515 mm. Το φορτίο αντοχής και για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης έχει σχεδόν διπλασιαστεί. Πάλι η κατασκευή είναι ανεπαρκής, αλλά αυτή την φορά, οι μετακινήσεις ικανότητας και στόχου είναι αρκετά πιο κοντά, πράγμα που όπως αναμενόταν δείχνει την ευεργετική συνδρομή του κλιμακοστασίου που είναι διατεταγμένο στη διεύθυνση Χ. Βέβαια, η ύπαρξη κλιμακοστασίου οδηγεί σε κοντά υποστυλώματα, τα οποία αστοχούν ψαθυρά εφόσον δεν ενισχυθούν σε ικανοτική τέμνουσα. Ενώ για την ίδια διεύθυνση φόρτισης εάν η τοποθέτηση του κλιμακοστασίου ήταν τέτοια που να μετατοπίσει το κέντρο ελαστικής στροφής σε σχέση με το κέντρο μάζας τότε θα γινόταν εμφανής η φόρτιση συγκεκριμένων υποστυλωμάτων εντονότερα και πιο σύντομα οπότε η συνεισφορά του κλιμακοστασίου θα ήταν δυσμενέστερη.

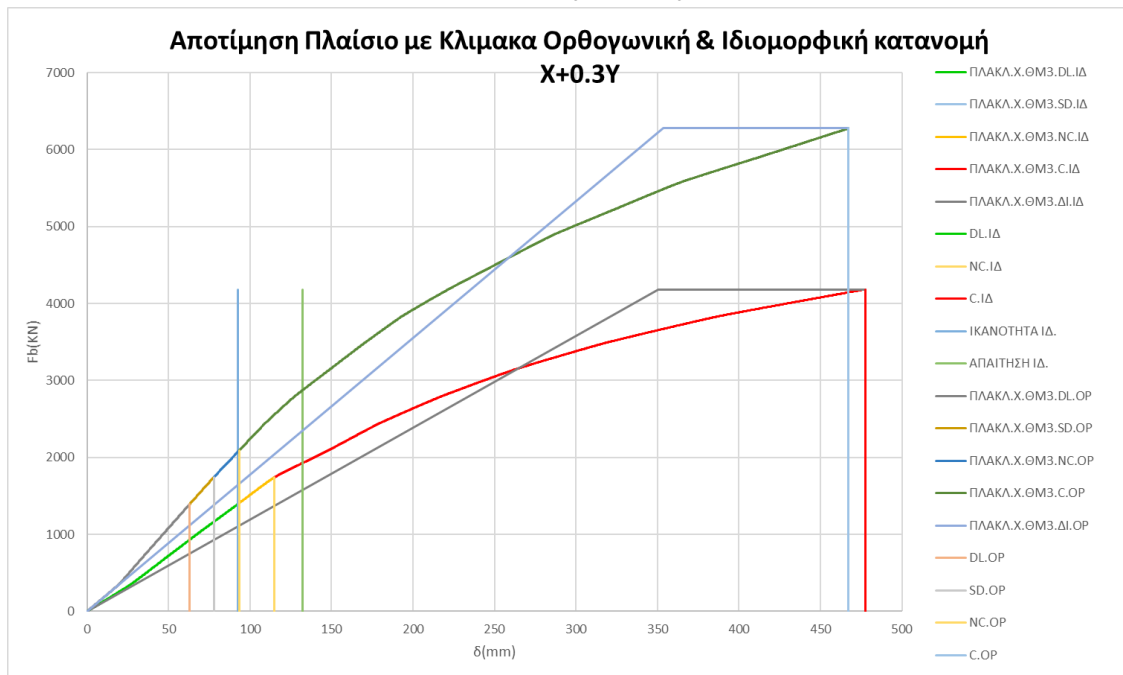


Σχήμα 6: Η προσομοίωση του κλιμακοστασίου στο λογισμικό

Παρατηρήθηκε πως για την περίπτωση του κλιμακοστασίου οι μετακινήσεις ικανότητας ανάμεσα στις δύο κατανομές ορθογωνική και ιδιομορφική ήταν πάλι μικρότερες για την ορθογωνική κατανομή ενώ για την ίδια κατανομή πάλι η αντοχή που υπολογίστηκε ήταν σημαντικά αυξημένη.



Σχήμα 7: Η υπερωθητική ανάλυση του πλαισίου που φέρει κλιμακοστάσιο για ιδιομορφική και τριγωνική κατανομή της φόρτισης.

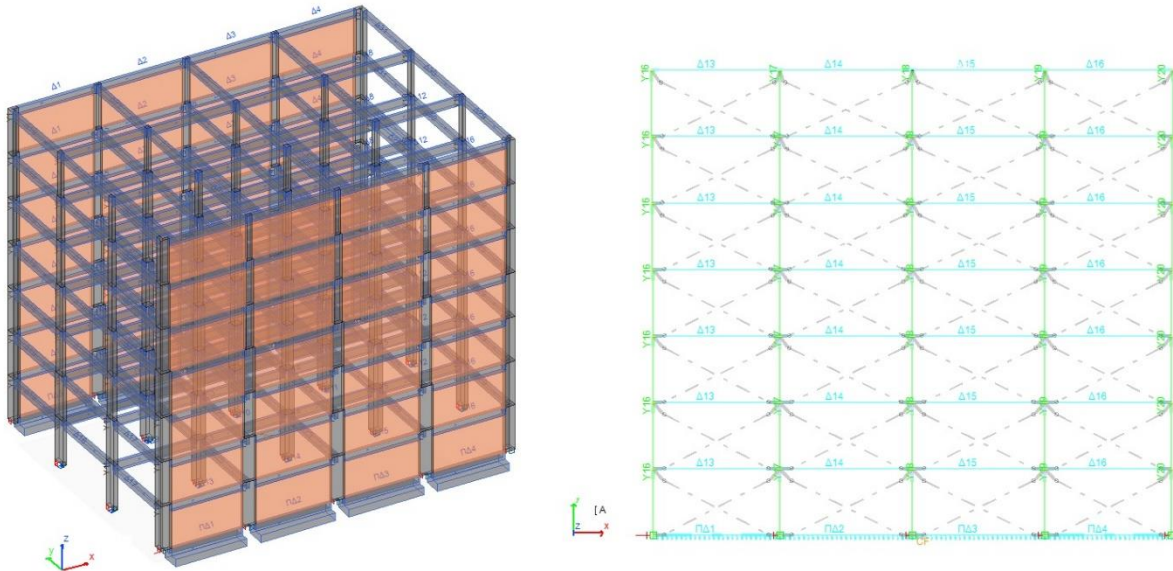


Σχήμα 8: Η υπερωθητική ανάλυση του πλαισίου που φέρει κλιμακοστάσιο για ιδιομορφική και ορθογωνική κατανομή της φόρτισης.

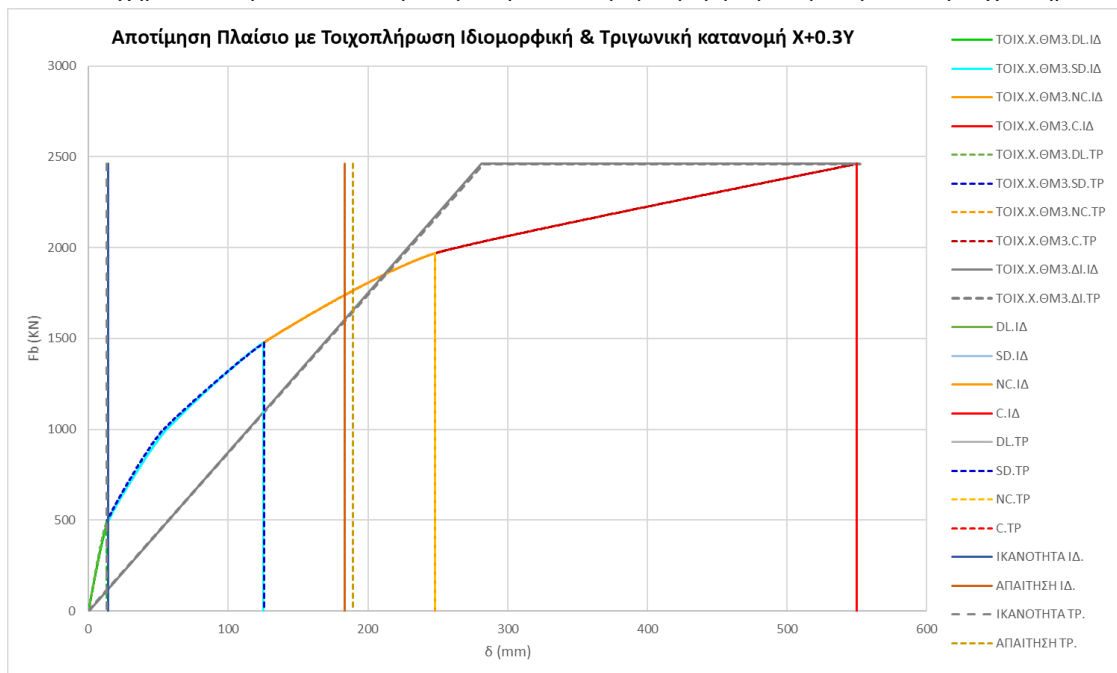
### 7.2.3. Αποτίμηση τοιχοπληρώσεων

Η εισαγωγή τοιχοπληρώσεων στο λογισμικό απαιτεί την εισαγωγή για την στάθμη του ισογείου πεδילוδοκών για να μπορέσει να προσομοιωθεί η πλήρωση. Παρόλα αυτά η πάκτωση στους κόμβους έδρασης δεν αφαιρέθηκε. Παρατηρείται πως, με προσθήκη συνεχών και ολόσωμων τοιχοπληρώσεων χωρίς ανοίγματα (λόγω μεσοτοιχίας), και για τις δύο περιπτώσεις κατανομής, η υπερωθητική καμπύλη ταυτίζεται ενώ το φορτίο αστοχίας είναι στα 2461 kN και η μετακίνηση στα 550 mm. Η ανεπάρκεια της

μετακίνησης στόχου και της ικανότητας είναι αρκετά μεγαλύτερη και σε σχέση με το κλιμακοστάσιο και σε σχέση με το απλό πλαίσιο ενώ δεν σημειώνεται έντονη προσαύξηση της αντοχής. Πιθανώς αυτό να οφείλεται στον σχηματισμό πτωτικού κλάδου στην ανάλυση τον οποίο όμως το λογισμικό δε μπορεί να προσομοιώσει και επομένως λαμβάνει ως σημείο αστοχίας της κατασκευής.



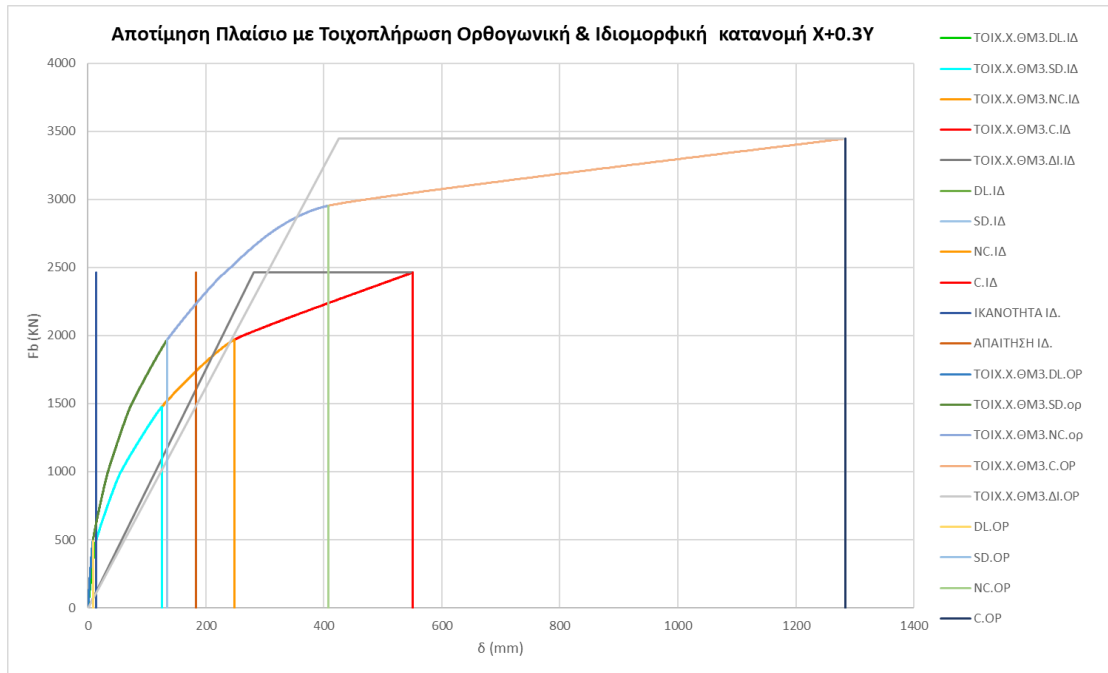
Σχήμα 9: Το τρισδιάστατο προσομοίωμα και το ραβδόμορφο για την περίπτωση τοιχοπληρώσεων



Σχήμα 10: Υπερωθητική καμπύλη για τοιχοπλήρωση της κατασκευής καθόλο το ύψος της

Για την περίπτωση της τοιχοπλήρωσης σε όλο το ύψος του κτηρίου στη διεύθυνση της φόρτισης η ικανότητα σε μετακίνηση της κατασκευής ήταν σημαντικά μειωμένη από αυτή της ιδιομορφικής κατανομής.

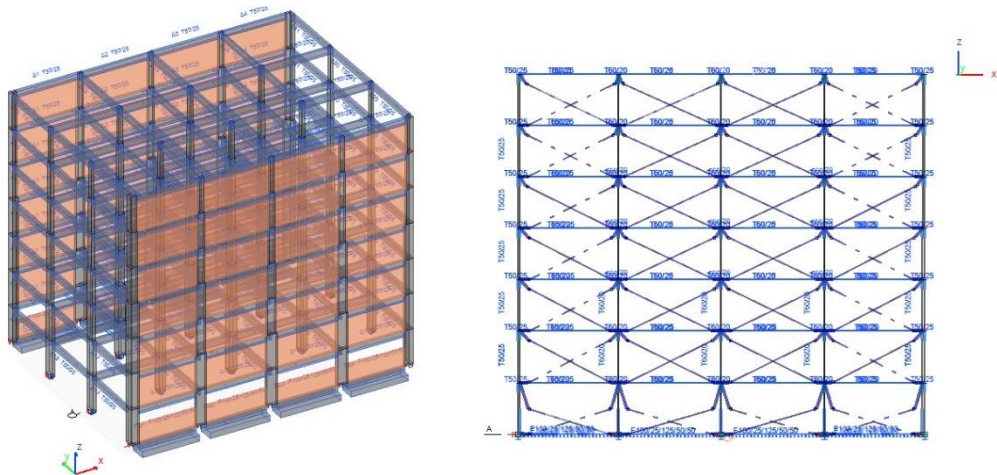




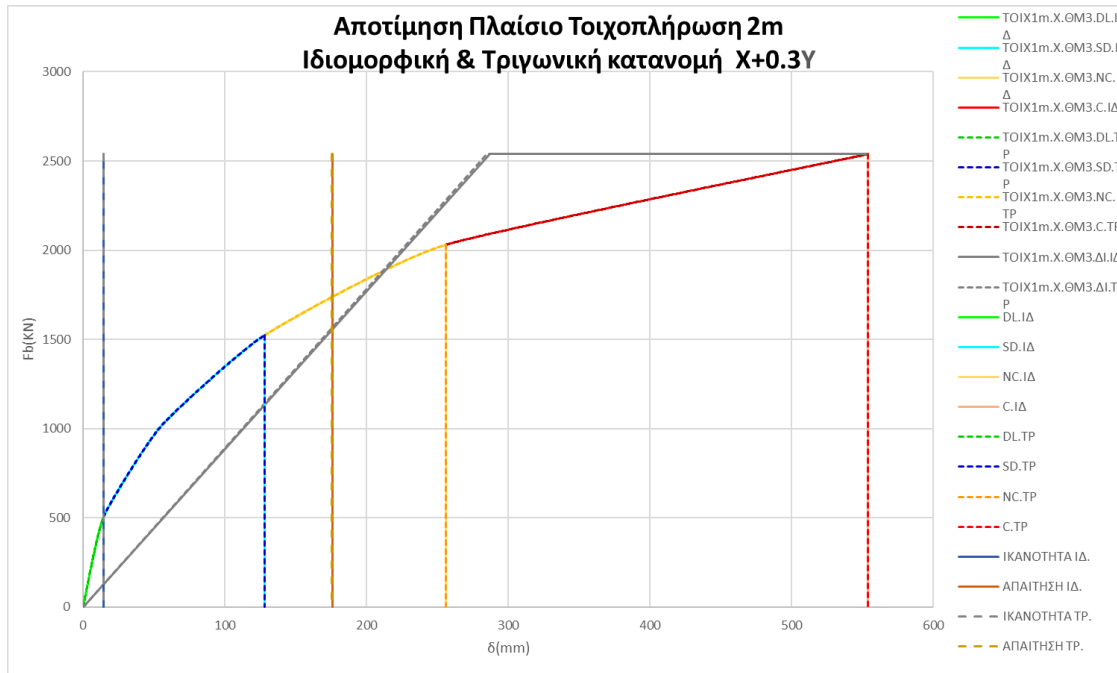
Σχήμα 11: Υπερωθητική καμπύλη για τοιχοπλήρωση της κατασκευής καθόλο το ύψος της ιδιομορφική και ορθογωνική κατανομή.

### 7.2.4. Αποτίμηση Τοιχοπλήρωσης μειωμένου ύψους

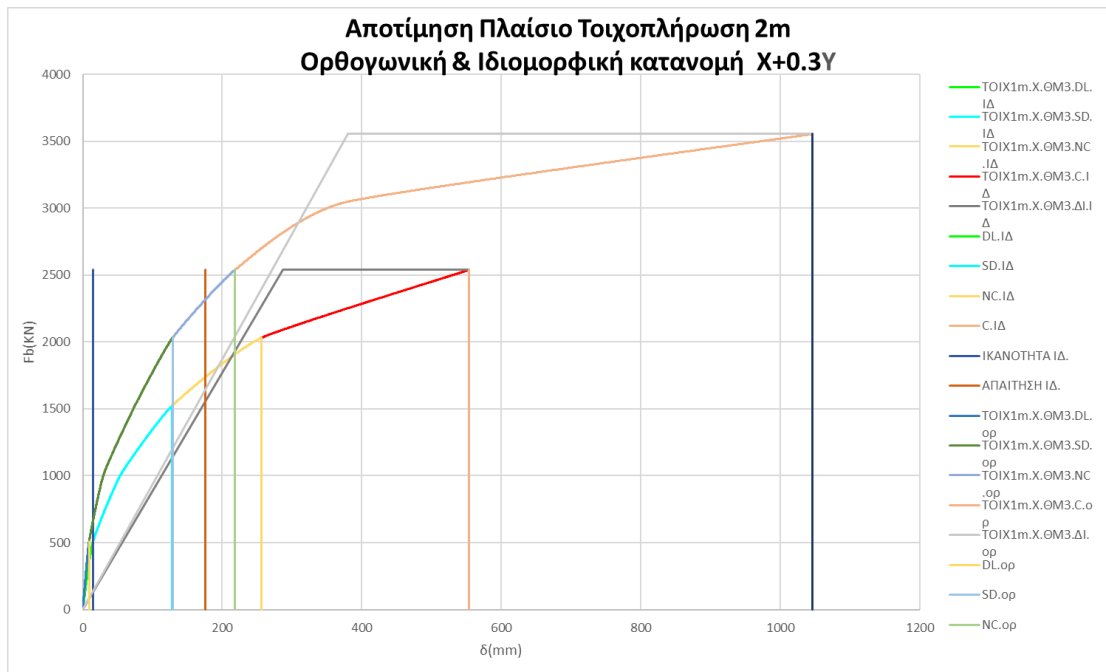
Μια από τις περιπτώσεις που εξετάζεται είναι η τοιχοπλήρωση μειωμένου ύψους στην στάθμη του ισογείου για τον σχηματισμό κοντών υποστυλωμάτων (φεγγίτες). Εδώ πάλι οι δύο κατανομές βρίσκονται σε ταύτιση το φορτίο αστοχίας είναι 2538kN ενώ οι απαιτήσεις μετακίνησης είναι μειωμένες και η ικανότητα του πλαισίου αυξημένη.



Σχήμα 12: Το προοπτικό της κατασκευής και η υλοποίηση από το λογισμικό του ραβδόμορφου φορέα

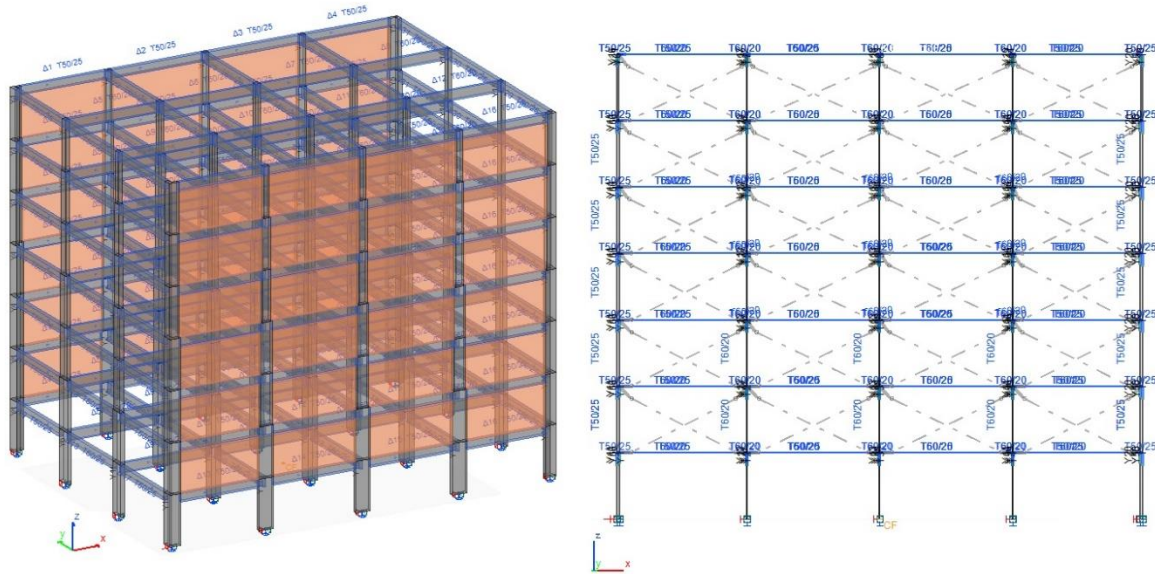


Η ορθογωνική κατανομή σε αυτή την περίπτωση πιθανότατα να ανταποκρίνεται περισσότερο στην πραγματική δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής καθώς η χαμηλή περιμετρική τοιχοποιία στη στάθμη του ισογείου δημιουργεί κοντά υποστυλώματα αλλά και πιθανώς να δημιουργεί και μαλακό όροφο με την αστοχία των θλιπτήρων της προσομοίωσης της τοιχοποιίας.

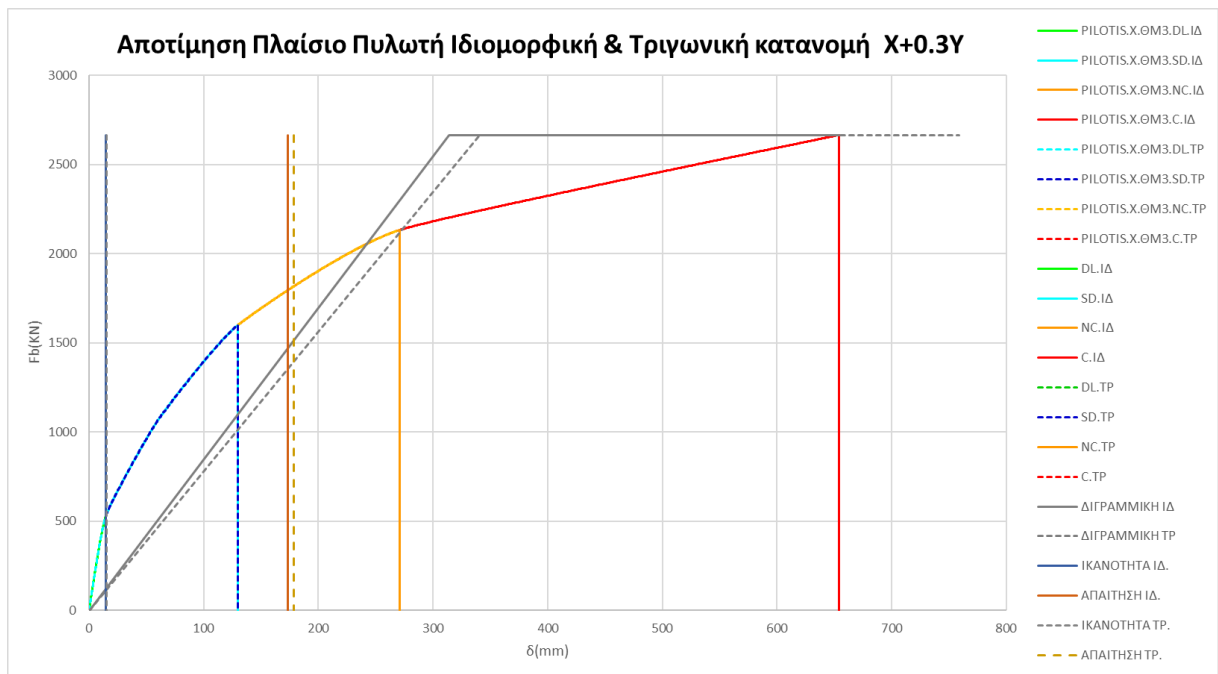


### 7.2.1. Αποτίμηση Πυλωτής

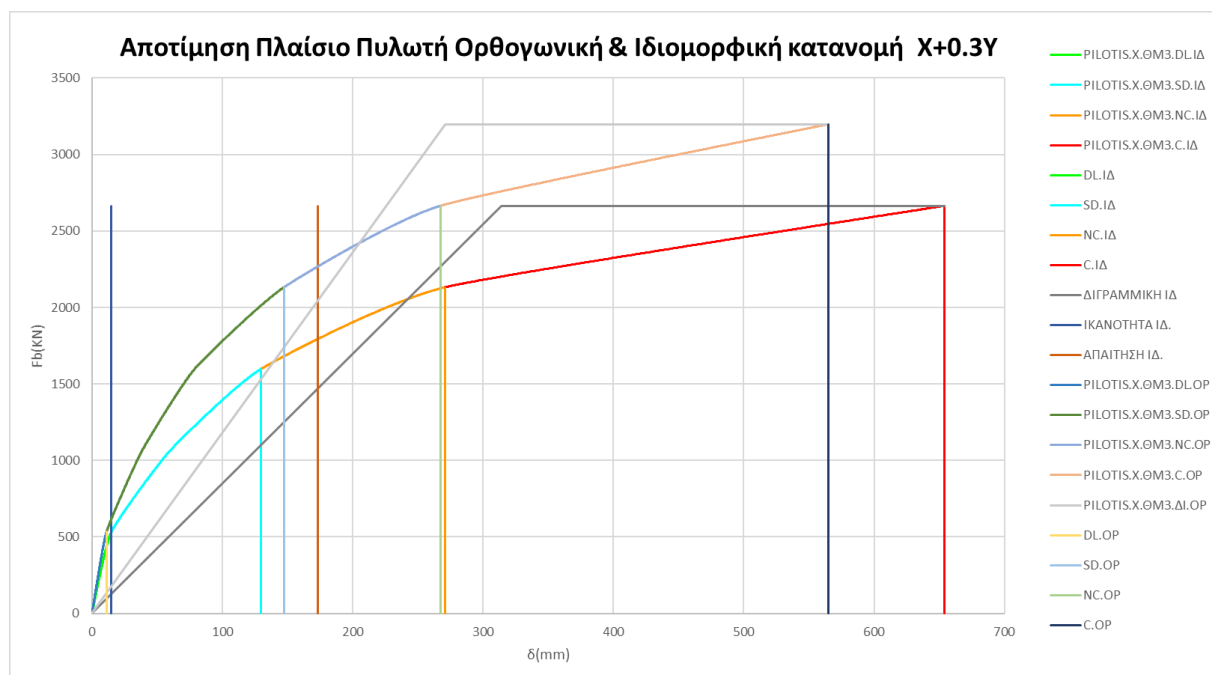
Στην περίπτωση της πυλωτής παρουσιάζεται αυξημένη αντοχή σε σχέση με το κτήριο του απλού πλαισίου της τάξεως των 2664kN γεγονός που υποδηλώνει - σε συνδυασμό με τα προηγούμενα αποτελέσματα για τις άλλες μορφές τοιχοπλήρωσης - πως τα υποστυλώματα του ισογείου είναι αρκετά ισχυρά και οι κρίσιμες βλάβες για τον καθορισμό ικανότητας του κτηρίου εμφανίζονται σε ανώτερες στάθμες.



Σχήμα 15: Το κτήριο με πυλωτή και το ραβδόμορφο προσομοίωμα του



Σχήμα 16: Υπερωθητική καμπύλη για το κτήριο με πυλωτή



Σχήμα 17: Υπερωθητική καμπύλη για το κτίριο με πυλωτή

### 7.2.2. Συγκεντρωτική σύγκριση των Αποτιμήσεων

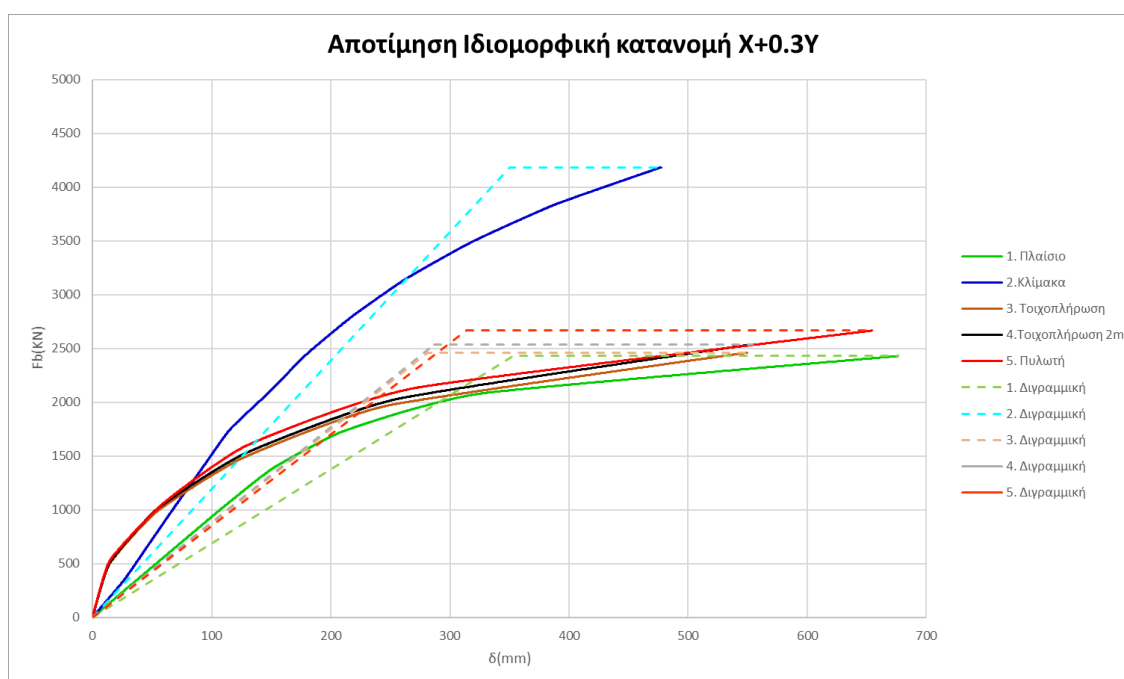
Τέλος για την αποτίμηση της κατασκευής παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά διαγράμματα με τις καμπύλες της υπερωθητικής καμπύλης για όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν. Παρατηρείται πως η μεγαλύτερη αντοχή προκύπτει για το κτίριο με το κλιμακοστάσιο ενώ το ίδιο κτίριο έχει την μέγιστη ικανότητα σε παραμόρφωση. Αντίθετα το πλαίσιο έχει τη μικρότερη αντοχή αλλά την αμέσως επόμενη μεγαλύτερη ικανότητα σε παραμόρφωση. Εν γένει παρατηρείται ότι η ορθογωνική κατανομή δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα όσον αφορά τις μετακινήσεις ικανότητας της κατασκευής από 20 έως 36% μικρότερες. Ενώ σαν αντοχή συγκρίνοντας τέμνουσες βάσεις για την ορθογωνική κατανομή αυτές είναι από 20 έως 50% αυξημένες

Πίνακας 15: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Υπερωθητικών καυλών Αποτίμησης για ιδομορφική και τριγωνική διανομή

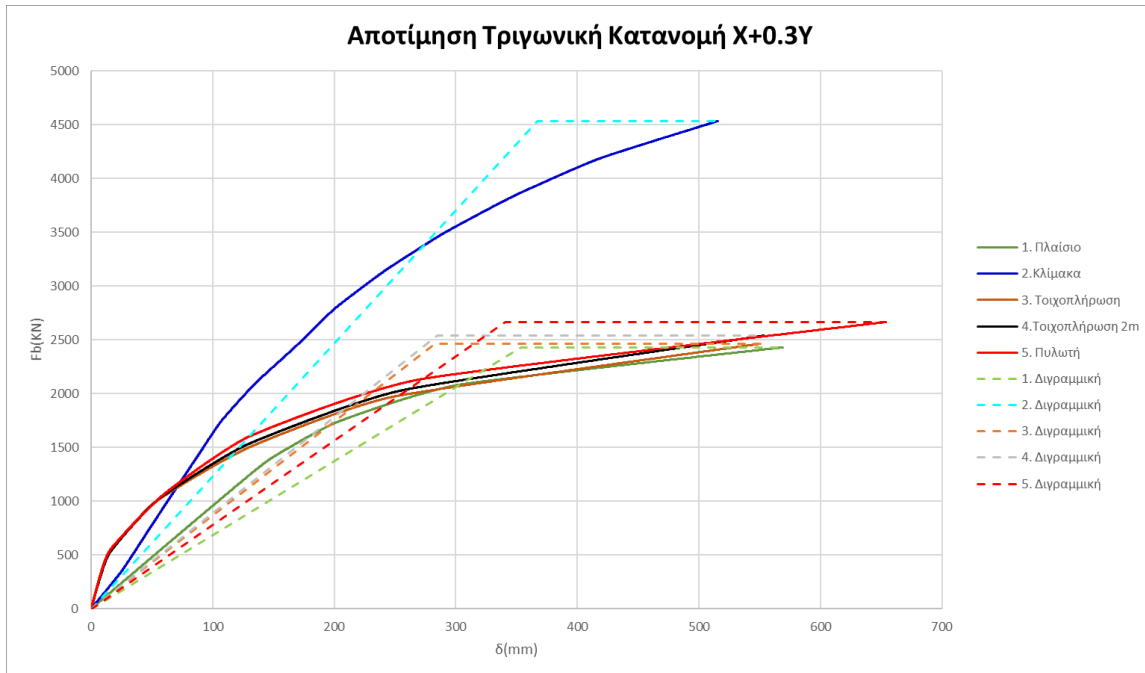
	Ιδιομορφική κατανομή			Τριγωνική κατανομή		
	fy	Ικανότητα	Απαίτηση	fy	Ικανότητα	Απαίτηση
Πλαίσιο	2428	37	137	2428	36	133
Κλιμακοστάσιο	4184	92	132	4533	86	134
Τοιχοπλήρωση	2461	13	183	2461	13	189
Μειωμένου Ύψους	2538	14	175	2538	14	175
Πυλωτή	2664	14	173	2664	15	178

Πίνακας 16: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Υπερωθητικών καμπυλών Αποτίμησης για ιδιομορφική και ορθογωνική διανομή

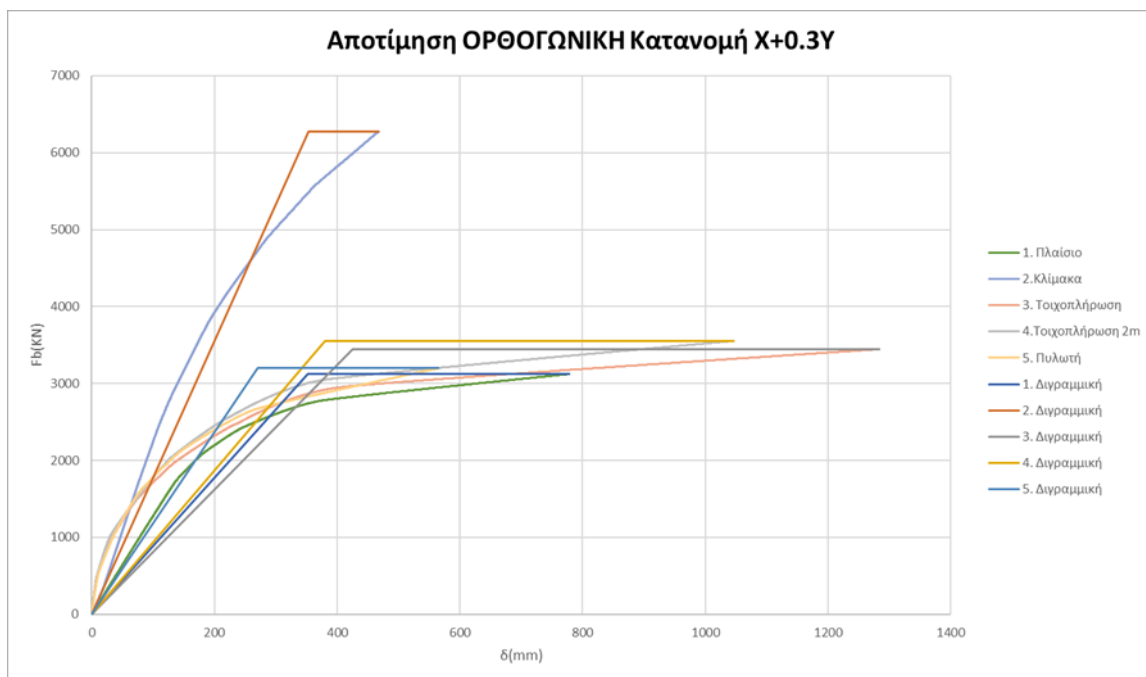
	Ιδιομορφική κατανομή			Ορθογωνική κατανομή			Ποσοστιαίες Διαφορές		
	$f_y$	Ικανότητα	Απαίτηση	$f_y$	Ικανότητα	Απαίτηση	$f_y$	Ικανότητα	Απαίτηση
Πλαίσιο	2428	37	137	3122	27.19	141	28.58%	-26.51%	2.92%
Κλιμακοστάσιο	4184	92	132	6276.94	62.02	131.54	50.02%	-32.59%	-0.35%
Τοιχοπλήρωση	2461	13	183	3446.05	8.33	246.229	40.03%	-35.92%	34.55%
Μειωμένου Ύψους	2538	14	175	3553.3	9.073	216.08	40.00%	-35.19%	23.47%
Πυλωτή	2664	14	173	3197.75	11.14	169.54	20.04%	-20.43%	-2.00%



Σχήμα 18: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα υπερωθητικής για την αποτίμηση με ιδιομορφική κατανομή



Σχήμα 19: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα υπερωθητικής για την αποτίμηση με τριγωνική κατανομή



Σχήμα 20: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα υπερωθητικής για την αποτίμηση με ορθογωνική κατανομή

### 7.3. ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

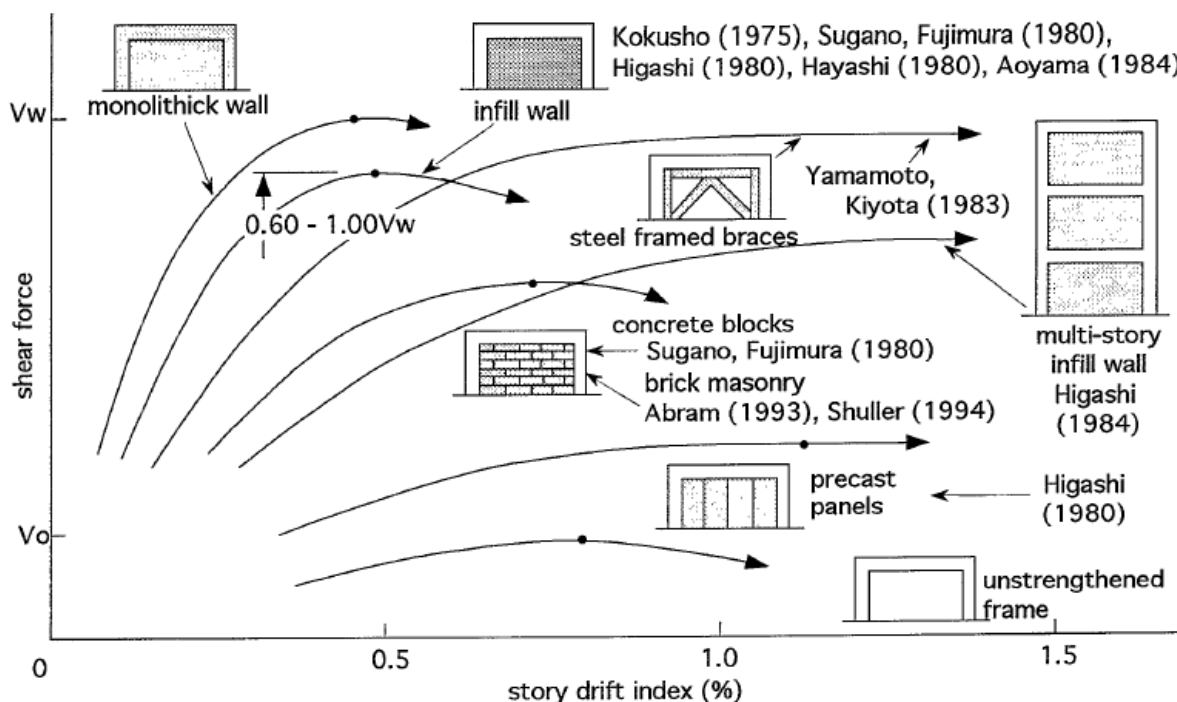
#### 7.3.1. Μελέτη εναλλακτικών μορφών ενισχύσεων στην Υφιστάμενη κατασκευή

##### 7.3.1.1. Παραμετρική Διερεύνηση Εφαρμογής των Μανδουλών ανά στάθμη

Ένα σημαντικό ερώτημα που προκύπτει κατά την αρχική εκτίμηση των ενισχύσεων σε μία κατασκευή είναι η αλλαγή στην δυσκαμψία που επιφέρουν και στην πρόσθετη μάζα και η επιρροή στα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Αυτή η αξιολόγηση δεν είναι κάτι που γίνεται εύκολα διακριτό σε όλες τις κατασκευές. Στην υπό εξέταση περίπτωση η ενεργοποιούμενη μάζα στις δύο κύριες

διευθύνσεις είναι αρκετά σημαντική για τις δύο κύριες ιδιομορφές. Επομένως η αξιολόγηση της επιρροής τους είναι σχετικά απλή και άμεσα κατανοητή. Σε φορείς δυναμικά πιο σύνθετους όμως μία τέτοια αρχική προεκτίμηση δεν μπορεί να γίνει άμεσα και με σαφήνεια Σχ. 15).

Για το λόγο αυτό διερευνάται η επίδραση της εφαρμογής ενίσχυσης με μανδύες στα υποστυλώματα και κατόπιν τις δοκούς, με σταδιακή εφαρμογή από το ισόγειο προς την επικάλυψη ανά στάθμες Σχήμα 22 . Ακολούθως, η μέθοδος ενίσχυσης τροποποιείται και ελέγχεται ξεχωριστά η κατασκευή για επέμβαση με μεταλλικά ελάσματα και με εμφανιζόμενα τοιχεία ΟΣ επεκτείνοντας την ενίσχυση στάθμη στάθμη Η τρισδιάστατη οπτική παρουσίαση των προσομοιωμάτων των μανδύων και των μεταλλικών ελασμάτων δεν προσφέρει κάποια επιπλέον πληροφορία και για αυτό παραλείπεται.



Σχήμα 21: Sygano 1996

Υφιστάμενο πλαίσιο χωρίς ενισχύσεις			
Tx (sec)	mx %	Ty (sec)	my %
0.99	71.89	1.02	74.68

Πίνακας 17: Σχετική ποσοστιαία μεταβολή κύριων Ιδιοπεριόδων και αντίστοιχων ενεργοποιούμενων μαζών για ενίσχυση με μανδύες μόνο στις δοκούς με σταδιακή επέκταση ανα στάθμες.

Ανώτερη Στάθμη Ενίσχυσης	Ενίσχυση Μανδύων Μόνο δοκοί			
	Tx (sec)	δmx %	Ty (sec)	δmy %
1	-3.47	-4.23	-3.72	-4.22
2	-8.12	-6.97	-8.26	-7.24
3	-12.93	-7.75	-12.93	-7.80

4	-16.89	-6.03	-16.76	-6.20
5	-19.86	-2.86	-19.60	-3.27
6	-21.31	-0.61	-20.98	-1.22
7	-21.71	0.11	-21.36	-0.55

Πίνακας 18: Σχετική ποσοστιαία μεταβολή κύριων Ιδιοπεριόδων και αντίστοιχων ενεργοποιούμενων μαζών για ενίσχυση με μανδύες μόνο στα υποστυλώματα εκτός γωνιακών με σταδιακή επέκταση της ενίσχυσης ανα στάθμες.

Ανώτερη Στάθμη Ενίσχυσης	Ενίσχυση Μανδυών Μόνο υποστυλωματα (εκτός γωνιακών)			
	Tx (sec)	δmx %	Ty (sec)	δmy %
1	-3.49	-5.04	-3.87	-5.22
2	-5.47	-6.27	-6.07	-6.35
3	-7.81	-7.07	-8.71	-6.81
4	-9.89	-6.83	-11.05	-6.21
5	-12.84	-5.04	-14.20	-3.73
6	-14.60	-3.27	-16.03	-1.51
7	-15.66	-2.02	-17.10	0.05

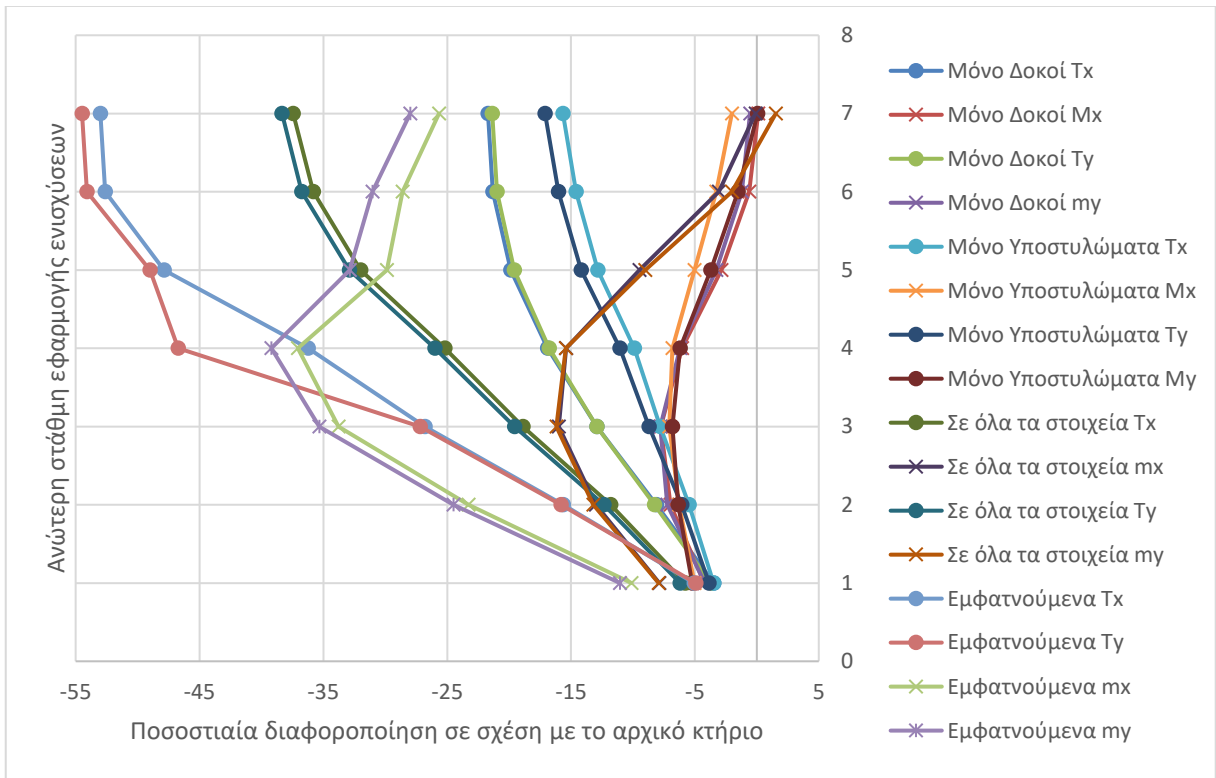
Πίνακας 19: Σχετική ποσοστιαία μεταβολή κύριων Ιδιοπεριόδων και αντίστοιχων ενεργοποιούμενων μαζών για ενίσχυση με μανδύες μόνο στις δοκούς με σταδιακή επέκταση της ενίσχυσης ανα στάθμες.

Ανώτερη Στάθμη Ενίσχυσης	Ενίσχυση Μανδυών σε Δοκούς και Υποστυλώματα (εκτός γωνιακών)			
	Tx (sec)	δmx %	Ty (sec)	δmy %
1	-5.80	-7.88	-6.20	-7.94
2	-11.80	-12.99	-12.34	-13.21
3	-18.88	-15.99	-19.56	-16.19
4	-25.18	-15.40	-25.99	-15.42
5	-32.00	-9.48	-32.89	-9.01
6	-35.83	-3.07	-36.75	-2.01
7	-37.43	-0.11	-38.34	1.53

Πίνακας 20: Σχετική ποσοστιαία μεταβολή κύριων Ιδιοπεριόδων και αντίστοιχων ενεργοποιούμενων μαζών για ενίσχυση με μανδύες μόνο στις δοκούς με σταδιακή επέκταση της ενίσχυσης ανα στάθμες.

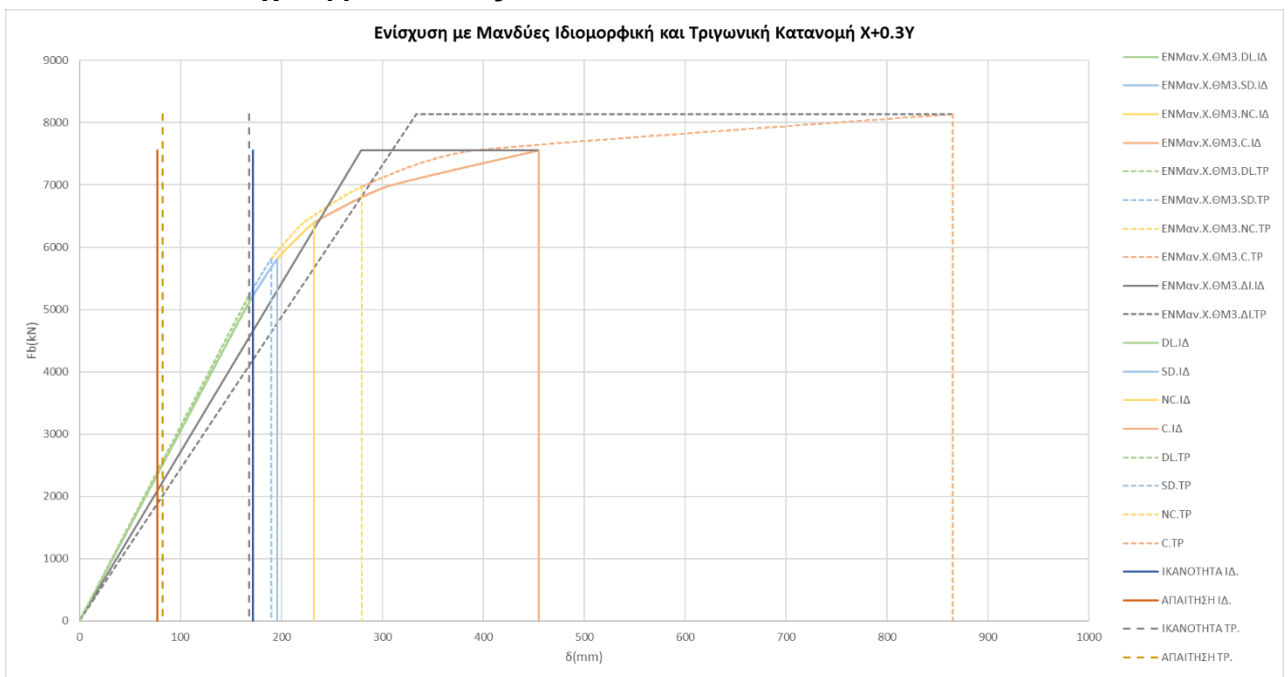
Ανώτερη Στάθμη Ενίσχυσης	Εμφάντωση τοίχωμα			
	Tx (sec)	δmx %	Ty (sec)	δmy %
1	-5.07	-10.12	-4.94	-11.06
2	-15.64	-23.28	-15.80	-24.51
3	-26.79	-33.77	-27.18	-35.33
4	-36.23	-37.06	-46.74	-39.20
5	-47.85	-29.88	-49.00	-32.86
6	-52.62	-28.61	-54.09	-31.03
7	-53.00	-25.66	-54.48	-28.00





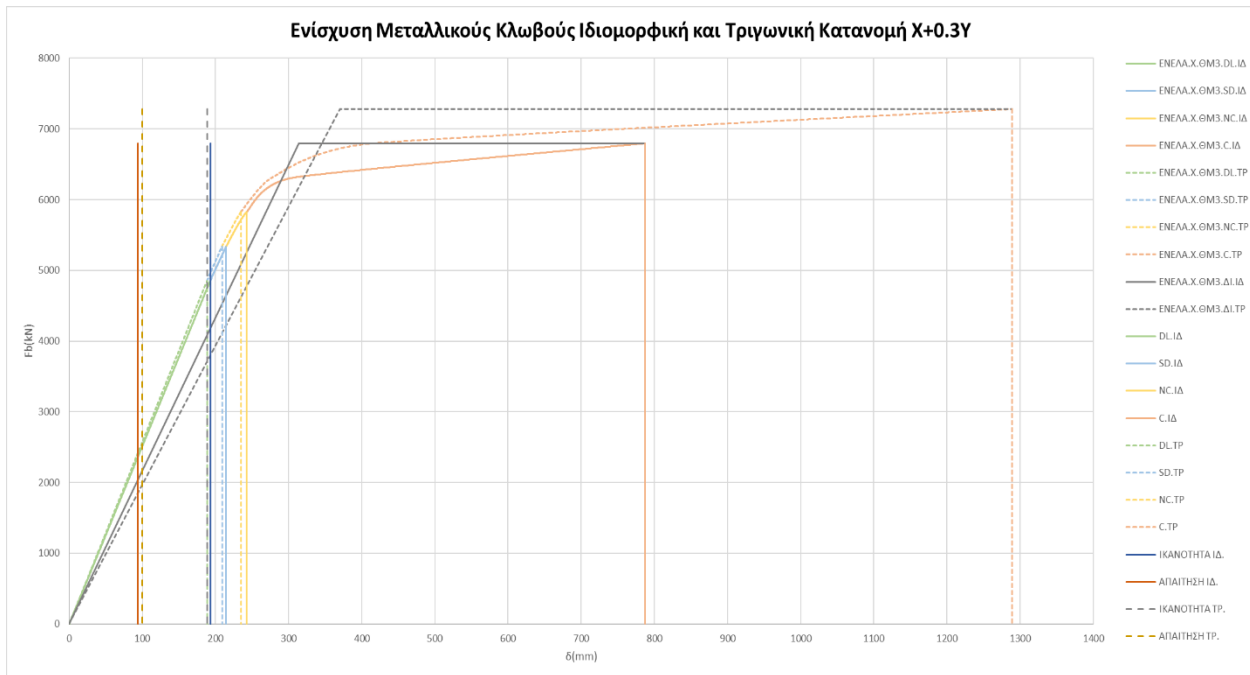
Σχήμα 22: Ποσοστιαία διαφοροποίηση της κύριας ιδιοπεριόδου στις δύο κύριες διευθύνσεις και της αντίστοιχης μάζας

### 7.3.2. Ενίσχυση με Μανδύες



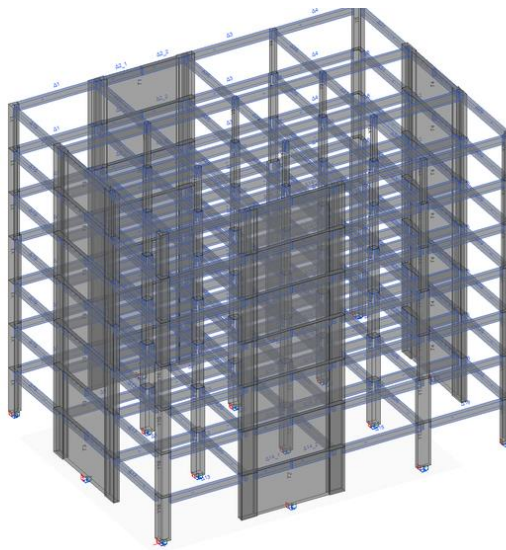
Σχήμα 23: Αποτελέσματα Υπερωθητικής για ενίσχυση με μανδύες στο σύνολο των ορόφων της κατασκευής.

### 7.3.3. Ενίσχυση με Μεταλλικούς Κλωβούς

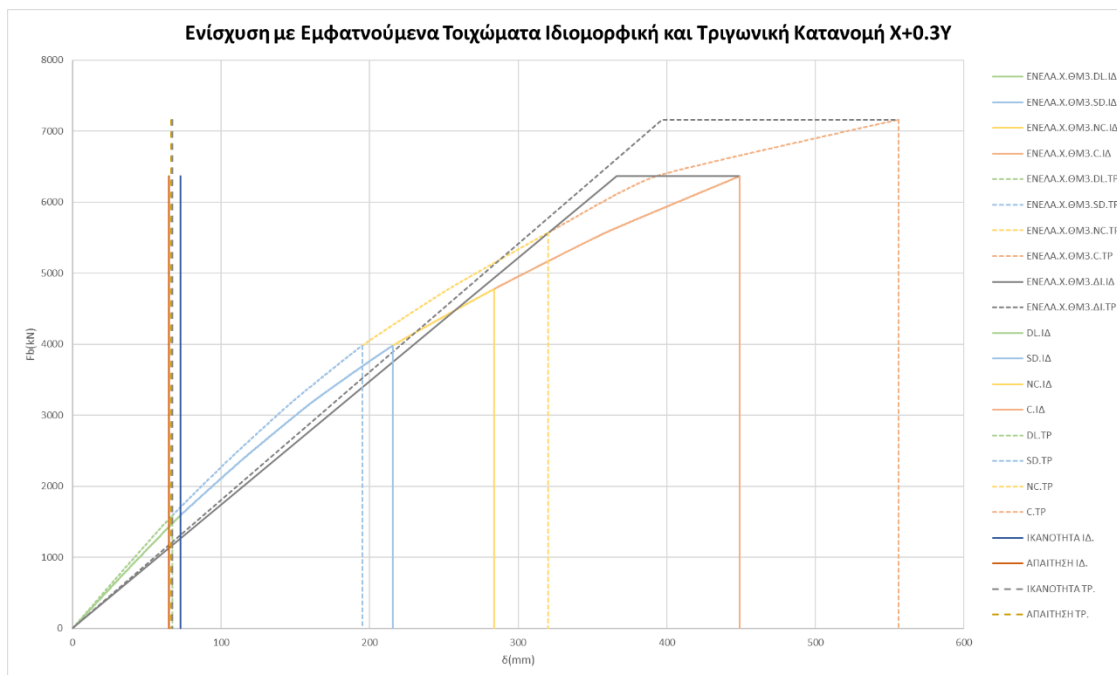


Σχήμα 24: Αποτελέσματα Υπερωθητικής για ενίσχυση με μεταλλικούς κλωβούς

### 7.3.4. Εμφατούμενα Τοιχώματα



Σχήμα 25: Η διάταξη των εμφατούμενων τοιχωμάτων

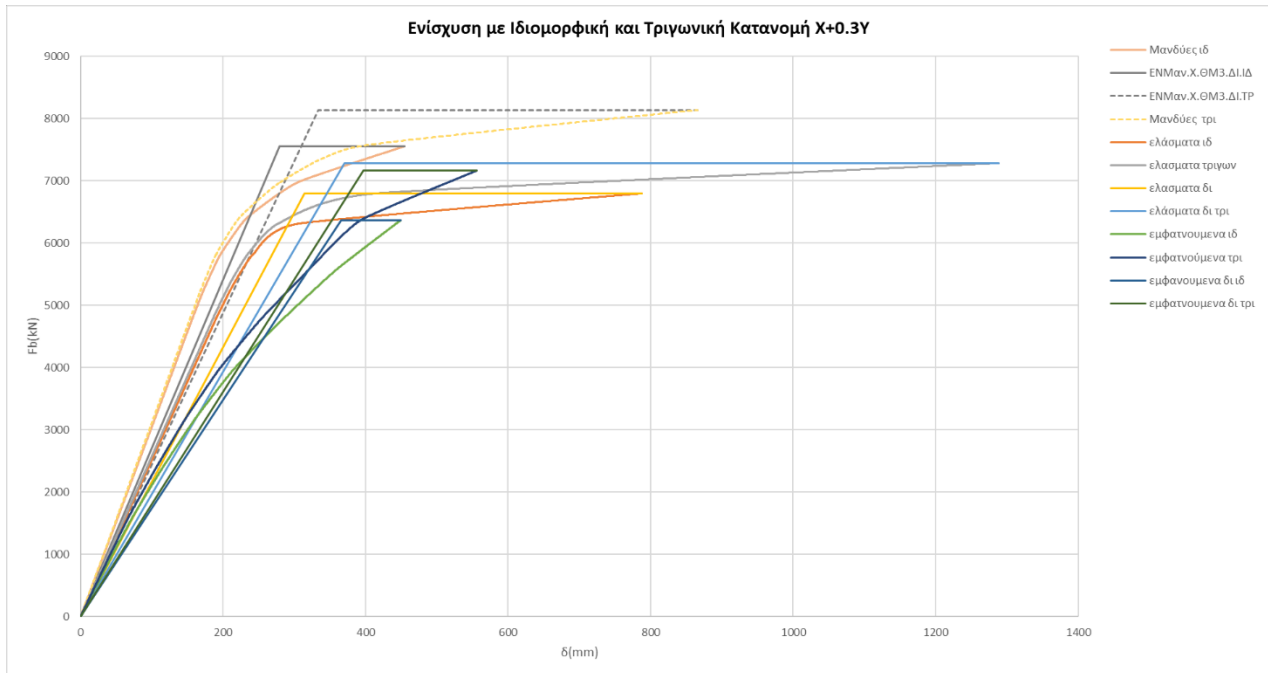


Σχήμα 26: Υπερωθητική ανάλυση για ενίσχυση με εμφαντούμενα τοιχώματα

### 7.3.5. Σύνοψη Ενισχύσεων

Πίνακας 21: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Υπερωθητικών καμπυλών ενίσχυσης

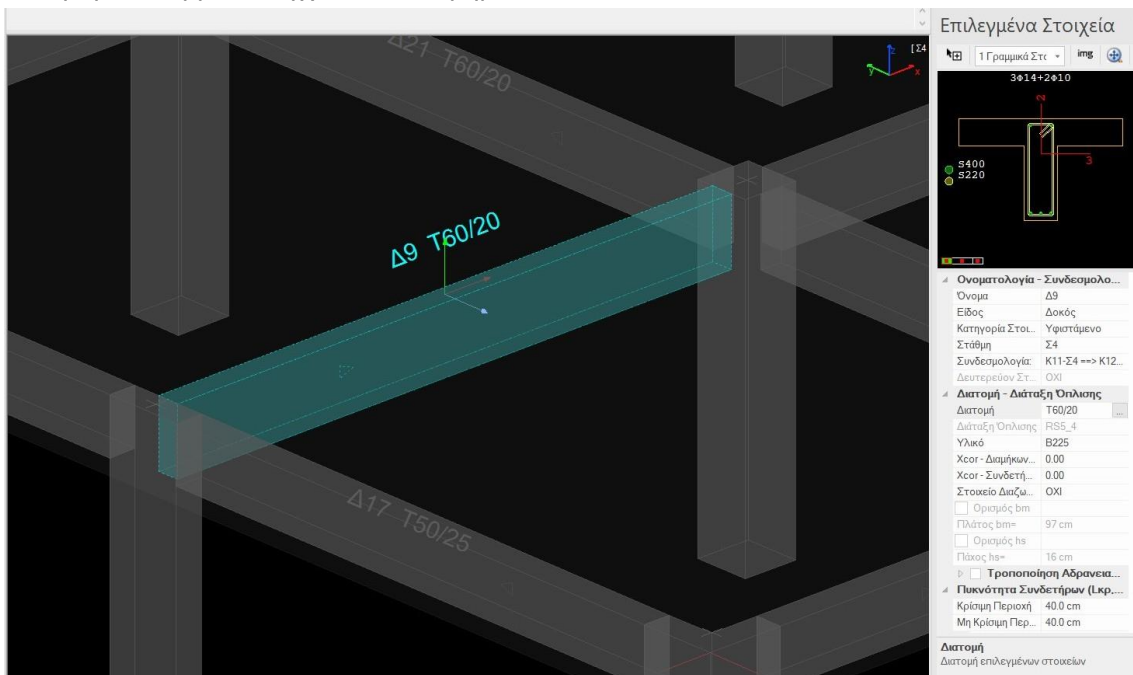
	Ιδιομορφική κατανομή			Τριγωνική κατανομή		
	fy	Ικανότητα	Απαίτηση	fy	Ικανότητα	Απαίτηση
Αρχικό πλαίσιο	2428	37.00	137.00	2428	36.00	133.00
Μανδύες	7554	172.00	77.00	8135	168.00	82.00
Ελάσματα	6796	192.93	93.82	7281	188.52	99.56
Εμφάντωση	6366.6	72.57	65.06	7162	67.053	66.42



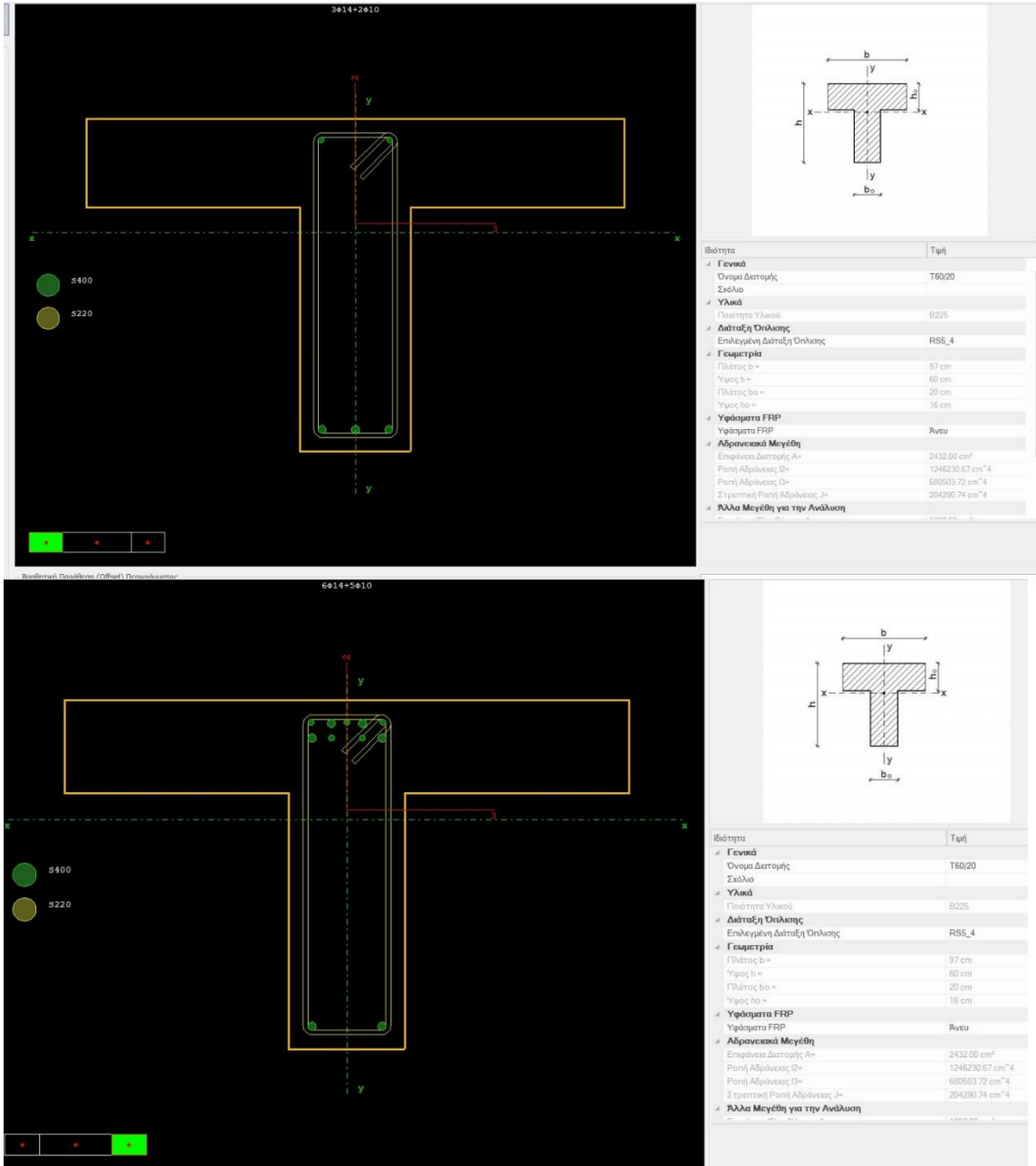
Σχήμα 27: Οι υπερωθητικές καμπύλες για ενίσχυση με τις τρεις περιπτώσεις με μανδύες μεταλλικά ελάσματα και εμφανιζόμενα τοιχώματα για τριγωνική και ιδιομορφική κατανομή

#### 7.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

Παρακάτω ακολουθούν δύο αναλύσεις για το απλό πλαίσιο πριν τις ενισχύσεις και την ενίσχυση αυτού με μανδύες. Έχουν καταγραφεί τα βήματα της υπερωθητικής ανάλυσης για κάθε μία από τις δύο περιπτώσεις. Κατόπιν επιλέγεται το πρώτο μέλος που διαρρέει στο πλαίσιο πριν την ενίσχυση και είναι η δοκός Δ9-Σ4. Καταγράφονται τα βήματα της ανάλυσης για τις δύο περιπτώσεις και αυτά αποτυπώνονται στα διαγράμματα M-θ της υφιστάμενης και ενισχυμένης δοκού για την διατομή στην αρή και το τέλος της. Επίσης καταγράφονται και τα διαγράμματα στροφής του εκάστοτε άκρου για την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου σε κάθε βήμα.

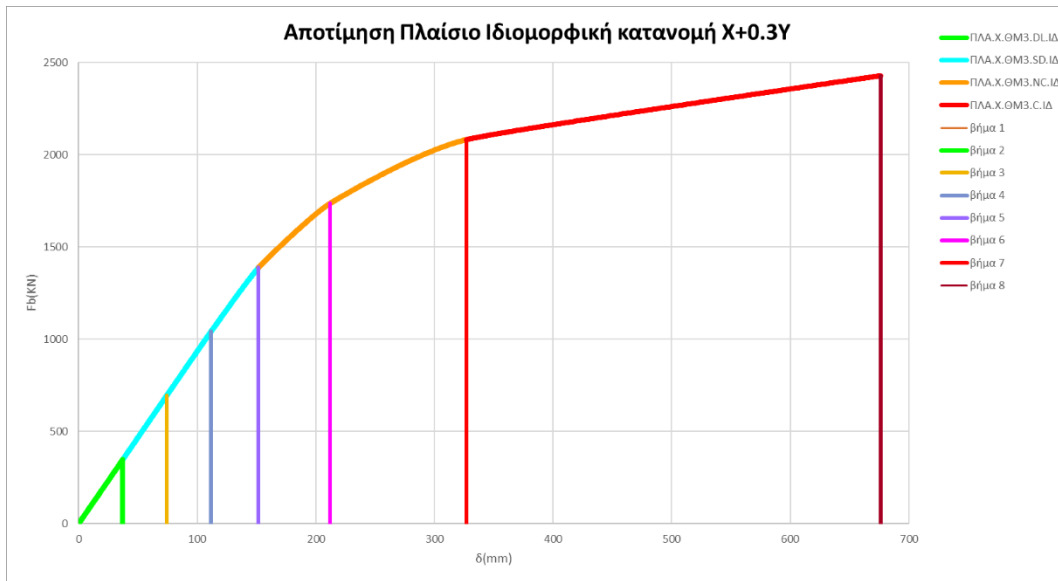


Σχήμα 28: Η δοκός Δ9-Σ4 στο απλό πλαίσιο ως υφιστάμενο

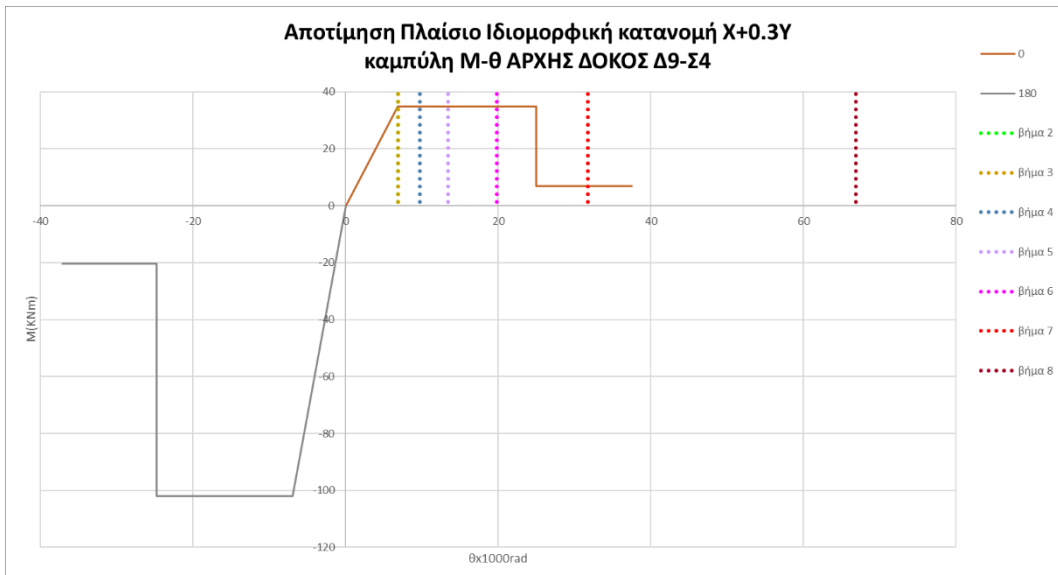


Σχήμα 29: Η διάταξη οπλισμού της δοκού Δ9-Σ4 ως υφιστάμενη πάνω στην αρχή της και κάτω στο τέλος της

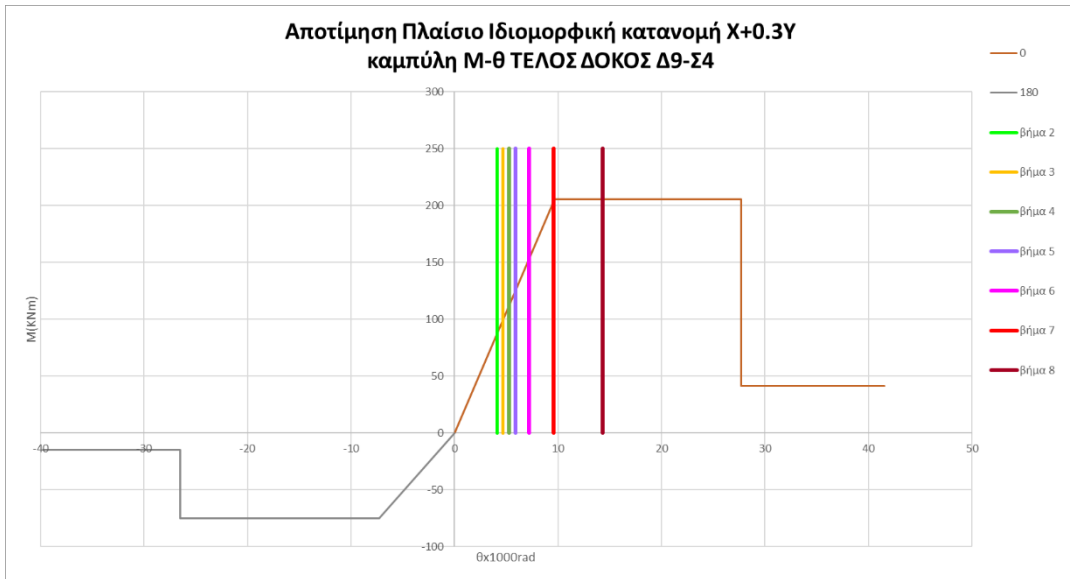
### 7.4.1. Υφιστάμενο Πλαίσιο Δοκός Δ9-Σ4



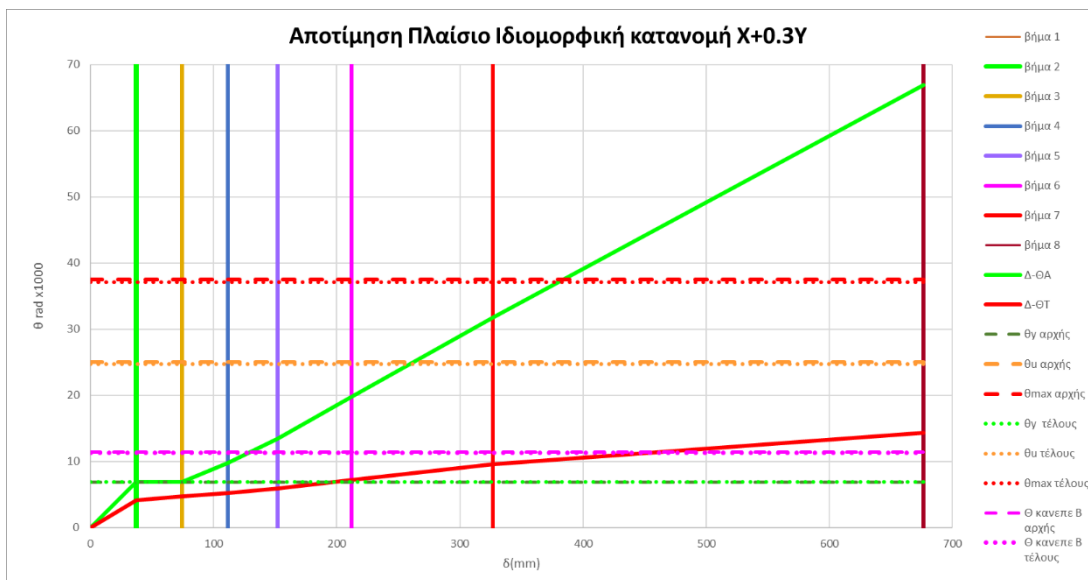
Σχήμα 30: Τα βήματα της υπερωθητικής καμπύλης για το απλό πλαίσιο πριν τις ενισχύσεις



Σχήμα 31: Διάγραμμα μ-θ για την αρχή της δοκού Δ9-Σ4 στο αρχικό πλαίσιο για τα διάφορα βήματα της υπερωθητικής για ιδιομορφική κατανομή



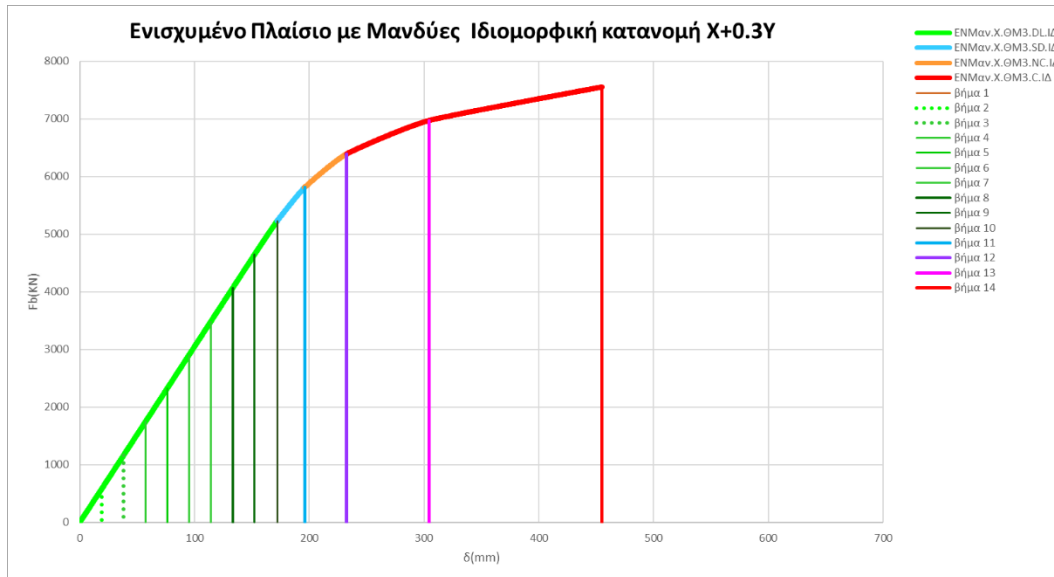
Σχήμα 32: Διάγραμμα μ-θ για το τέλος της δοκού Δ9-Σ4 στο αρχικό πλαίσιο για τα διάφορα βήματα της υπερωθητικής για ιδιομορφική κατανομή



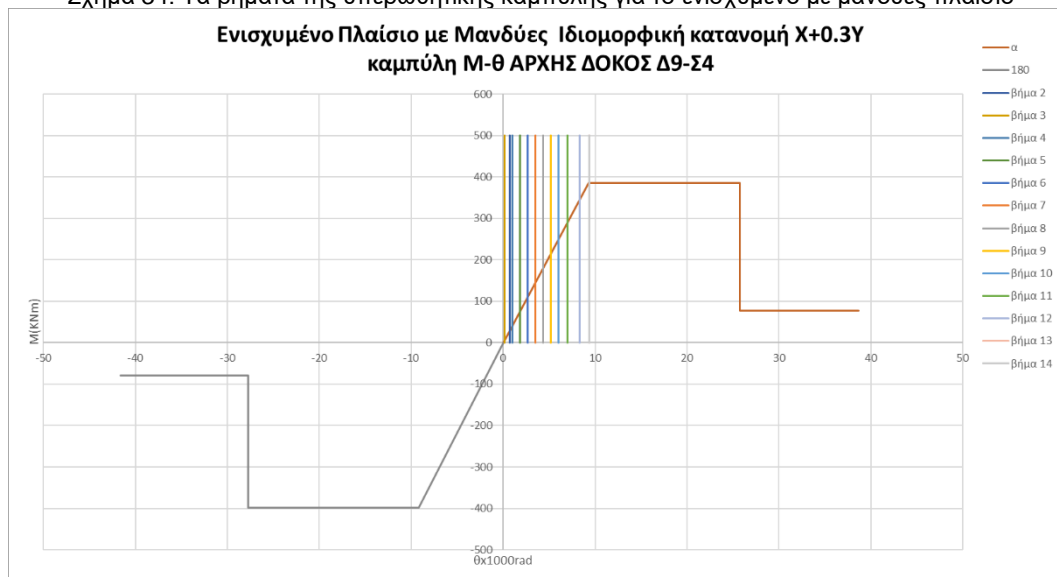
Σχήμα 33: Διάγραμμα στροφής μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τα άκρα της δοκού Δ9-Σ4 στο αρχικό πλαίσιο για τα διάφορα βήματα της υπερωθητικής για ιδιομορφική κατανομή

### 7.4.2. Ενισχυμένο Πλαίσιο Δοκός Δ9-Σ4

Στόχος αυτής της παρουσίασης είναι η διαπίστωση της βελτίωσης στην συμπεριφορά του δομικού μέλους που έχει επιτευχθεί με την ενίσχυση μέσω μανδυνών και σε επίπεδο αντοχών αλλά και σε επίπεδο πλαστιμότητας και ικανότητας παραμόρφωσης διατηρώντας όμως την ικανότητα να ανθίσταται στα φορτία που καλείται να αναλάβει με πολύ ικανοποιητικό τρόπο.

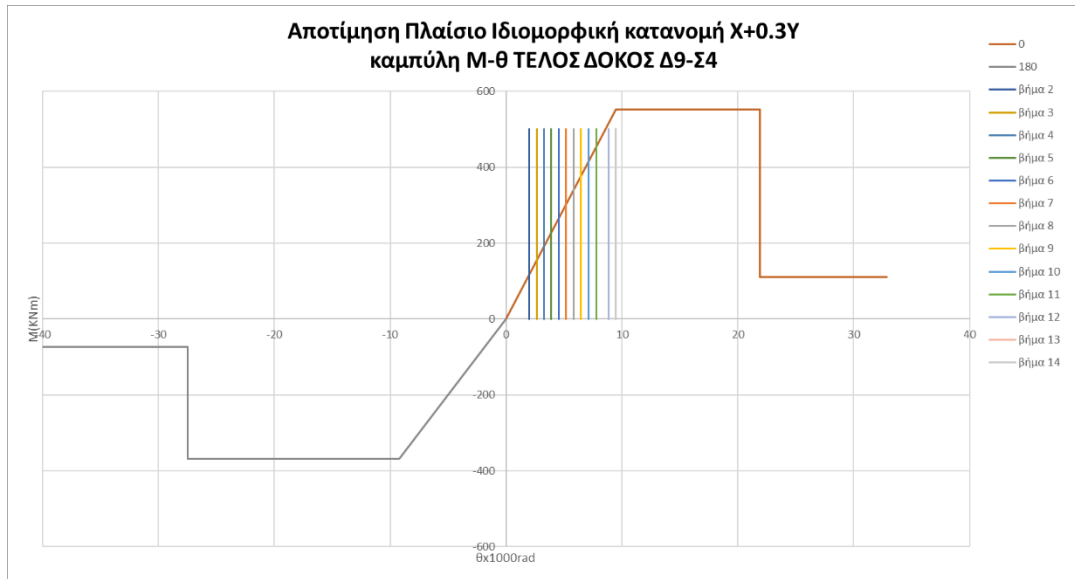


Σχήμα 34: Τα βήματα της υπερωθητικής καμπύλης για το ενισχυμένο με μανδύες πλαίσιο

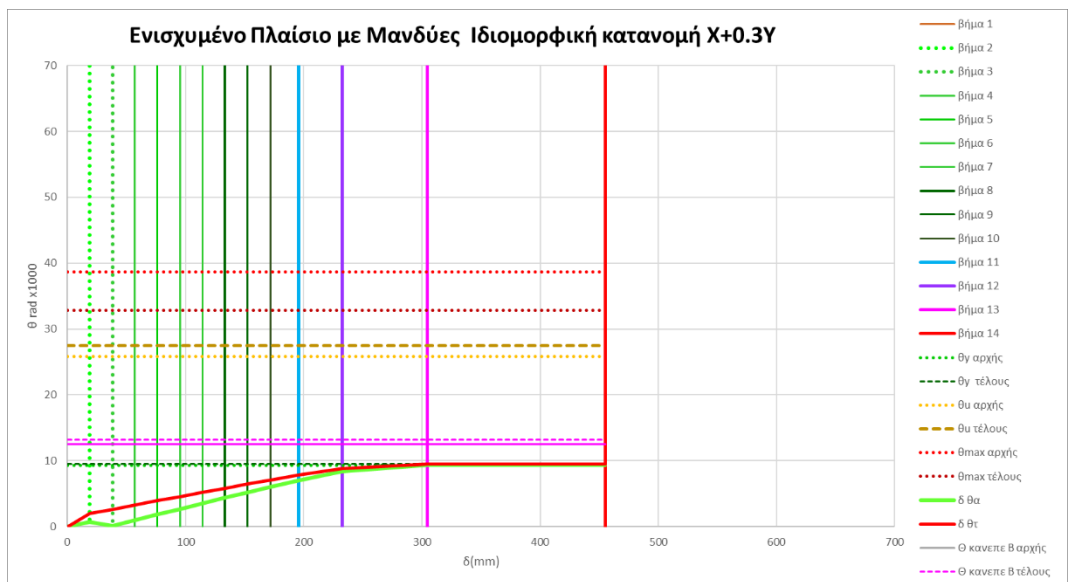


Σχήμα 35: Διάγραμμα μ-θ για την αρχή της δοκού Δ9-Σ4 στο ενισχυμένο με μανδύες πλαίσιο για τα διάφορα βήματα της υπερωθητικής για ιδιομορφική κατανομή



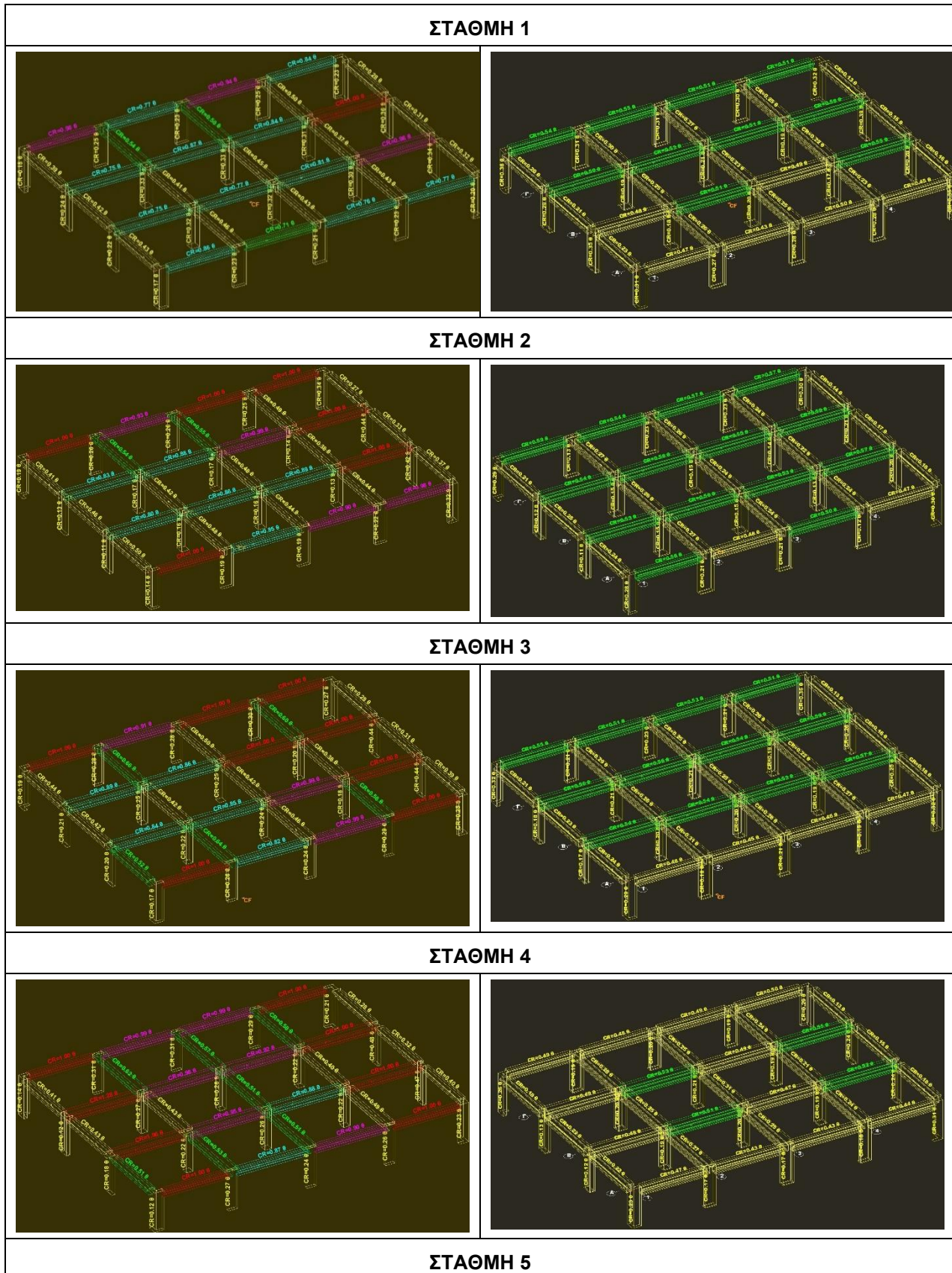


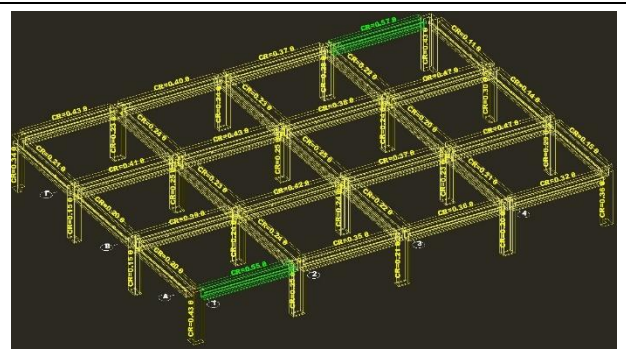
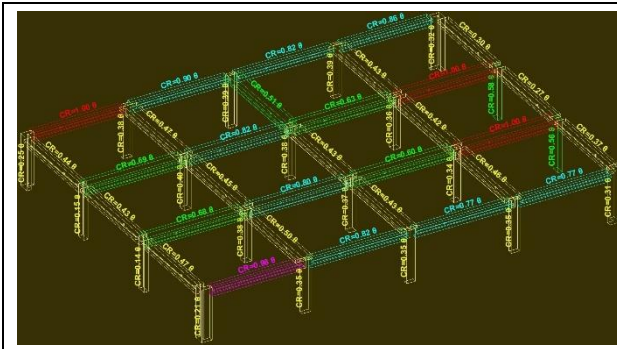
Σχήμα 36: Διάγραμμα μ-θ για το τέλος της δοκού Δ9-Σ4 στο ενισχυμένο με μανδύες πλαίσιο για τα διάφορα βήματα της υπερωθητικής για ιδιομορφική κατανομή



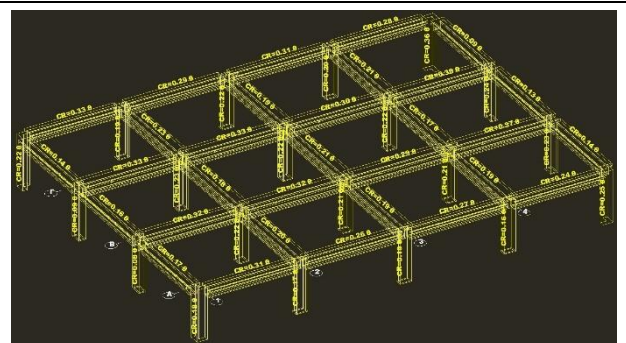
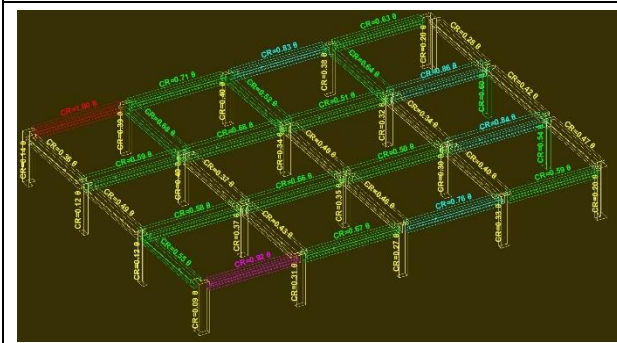
Σχήμα 37: Διάγραμμα στροφής για τα άκρα της δοκού Δ9-Σ4 και μετατόπισης κόμβου ελέγχου στο ενισχυμένο με μανδύες πλαίσιο για τα διάφορα βήματα της υπερωθητικής για ιδιομορφική κατανομή

## 7.4.3. Ποιοτική Σύγκριση πριν και μετά την ενίσχυση

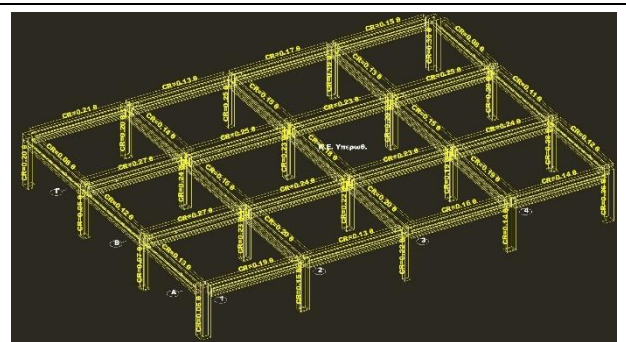
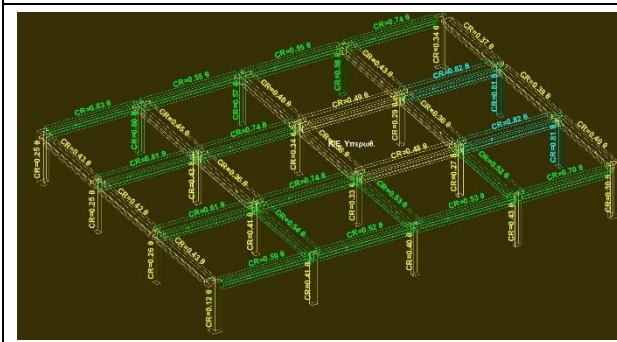




ΣΤΑΘΜΗ 6



ΣΤΑΘΜΗ 7



## **8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

## 8.1. Συμπεράσματα

Με βάση τις αριθμητικές προσομοιώσεις που έγιναν στο προηγούμενο κεφάλαιο προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- ✚ Όσον αφορά τις αποτιμήσεις γίνεται σαφές ότι η τριγωνική και η ιδιομορφική κατανομή δίνουν εν γένει δυσμενέστερα αποτελέσματα και σε όρους συνολικής μετατόπισης αλλά και τέμνουσας βάσης σε σχέση με την ορθογωνική κατανομή. Οι δε τριγωνικές και ιδιομορφικές κατανομές δίνουν όμοια αποτελέσματα γεγονός που προκύπτει από την μορφή της κυρίαρχης ιδιομορφής της κατασκευής που είναι πολύ κοντά στην τριγωνική μορφή.
- ✚ Είναι μεγάλης σημασίας η αξιολόγηση της επάρκειας των δοκών όταν αυτές είναι οπλισμένες με λοξό οπλισμό. Καθώς θα πρέπει να εξετάζεται η αναστροφή του διαγράμματος των τεμνουσών δυνάμεων για το αν αυτές μπορούν να ληφθούν υπόψιν στα σεισμικά φορτία. Ωστόσο πάντα θα πρέπει να αποφεύγεται η λήψη της συνεισφοράς του λοξού οπλισμού στην πλαστιμότητα της δοκού αφού δεν προσφέρει κάποια περίσφιξη.
- ✚ Εν γένει όπως προέκυψε για την ενίσχυση με τους χαλύβδινους κλωβούς, αυτός ο τρόπος ενίσχυσης είναι που αυξάνει σε μεγαλύτερο βαθμό την ικανότητα της κατασκευής σε παραμόρφωση
- ✚ Όσον αφορά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής αυτά δεν επηρεάζονται σημαντικά από τις επεμβάσεις στον τελευταίο όροφο.
- ✚ Για τις τοιχοπληρώσεις και την αποτίμηση αυτών η αδυναμία του λογισμικού να ανιχνεύσει πτωτικό κλάδο κατά τη διάρκεια της ανάλυσης πιθανώς να δίνει μη ρεαλιστικά αποτελέσματα κυρίως παρατηρώντας το διάγραμμα για το κτήριο με πυλωτή
- ✚ Όπως διαπιστώθηκε η επιρροή του κλιμακοστασίου είναι πολύ μεγάλη στην απόκριση της κατασκευής καθώς από τα διαγράμματα των υπερωθητικών καμπυλών για τις αποτιμήσεις φαίνεται ότι για την συγκεκριμένη περίπτωση προκύπτει η μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης αλλά και η μέγιστη μεταξύ των υφισταμένων ικανότητα παραμόρφωσης.
- ✚ Επίσης παρατηρείται πως για την ορθογωνική κατανομή η ανάλυση του κτιρίου με κλιμακοστάσιο έδωσε πολύ δυσμενέστερα αποτελέσματα σε σχέση με τις άλλες δύο κατανομές

## 8.2. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

- Την δυνατότητα ενίσχυσης της κατασκευής και πέραν αυτού την δυνατότητα προσθήκης χώρων στάθμευσης είτε μέσω της εκμετάλλευσης υφιστάμενων υπογείων ή ημιυπόγειων που δεν έχουν τη δυνατότητα πρόσβασης σε όχημα και τις δυνατότητες δημιουργίας μίας τέτοιας ράμπας για την πρόσβαση των οχημάτων η την προσθήκη μέσω κατασκευών νέων υπογείων
- Την διερεύνηση μακροστοιχείων που έχουν την δυνατότητα να λάβουν υπόψιν τα υφιστάμενα ανοίγματα σε τοιχοπληρώσεις, αν και, όπως φάνηκε από τις προηγούμενες παραμετρικές αναλύσεις, κάτι τέτοιο δεν θα έδινε επιπλέον σημαντικές πληροφορίες καθώς η επιρροή είναι σχετικά μικρή και η ύπαρξη ανοιγμάτων μάλλον καταργεί την ύπαρξη τοιχοπληρώσεων
- Πληθώρα προβληματισμών έχει προκύψει στον τεχνικό κόσμο για την ικανότητα των ινοπλισμένων πολυμερών να επιτρέπουν την διαπνοή των δομικών στοιχείων στο χρόνο

επιτρέποντάς τους έτσι να αποβάλλουν την περιεχόμενη σε αυτά υγρασία. Έτσι συχνά διατυπώνεται η άποψη πως πιθανώς να δημιουργούνται βλάβες στο σκυρόδεμα οι οποίες δεν είναι ορατές και υποβιβάζουν την αντοχή του. Η ίδια συζήτηση γίνεται και για τους μανδύες από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τις αλλαγές που επιφέρουν στο παλαιότερο υλικό το οποίο περικλείουν και πιθανώς υποβαθμίζουν.

- Την ανάγκη έμφασης όχι μόνο στις τεχνικές ενίσχυσης αλλά και στις τεχνικές επισκευής και την επιρροή τους στον λόγο διάβρωσης που έχει εισαχθεί στην τελευταία αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ (προσθήκη γαλβανικής προστασίας για παράδειγμα).



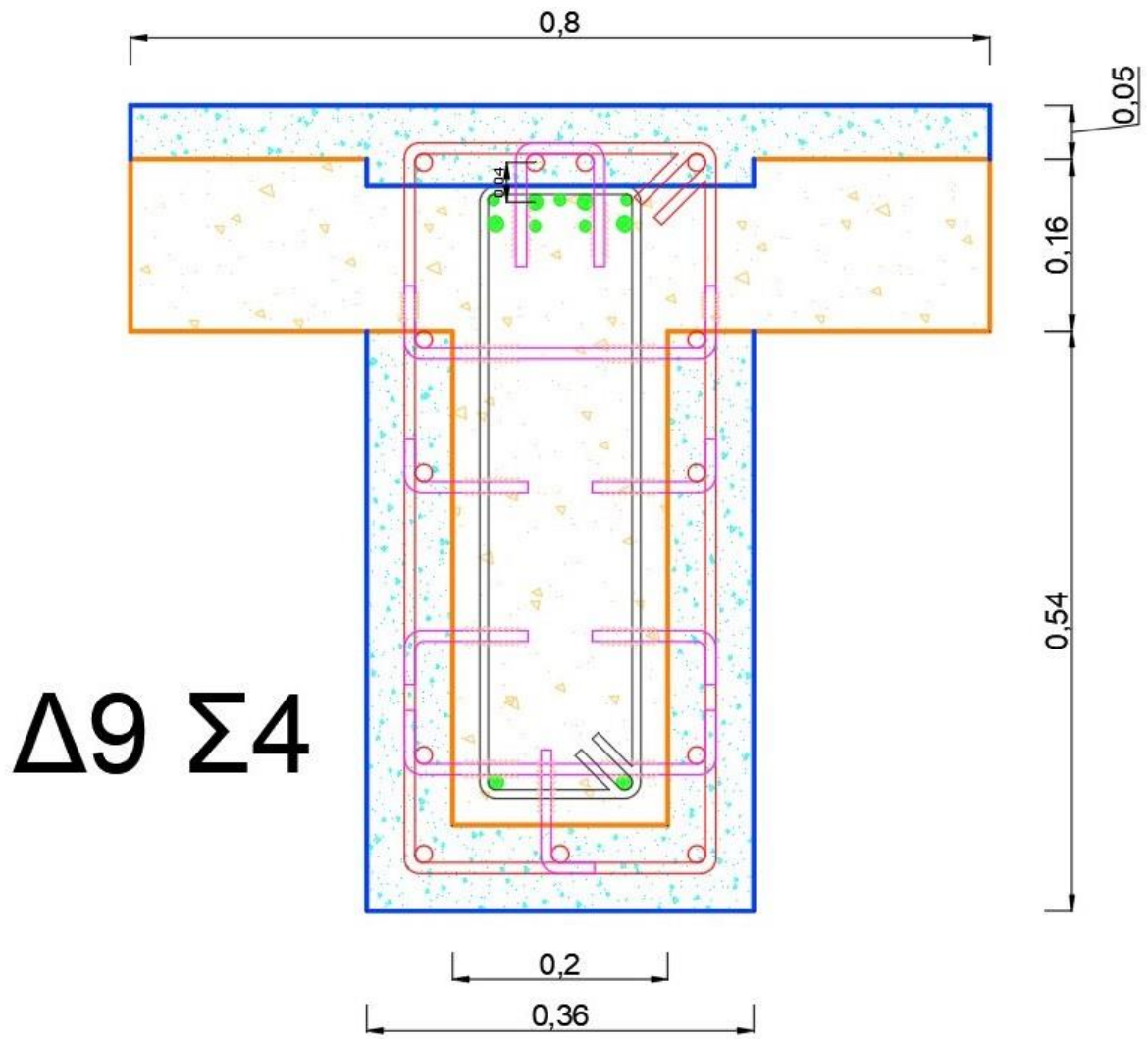
# ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] G. W., Ερμηνεία μετά παραδειγμάτων των γερμανικών κανονισμών του σιδηροπαγούς σκυροδέματος, Αθήνα: ΤΕΕ Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, 1932.
- [2] Δ. Αγαπητος, Α. Καλογεράς και Δ. Κορωναίος, Οι Γερμανικοί κανονισμοί του 1925 διά το ωπλισμένον σκυροκονίαμα, Αθήνα: ΤΕΕ Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, χ.χ..
- [3] Δ. Κορωναίος, Ωπλισμένον Σκυρόδεμα, Αθήνα: ΤΕΕ Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, 1938.
- [4] Θ. Παπαθεοδώρου, Το μπετόν αρμέ εις την οικοδομικήν, Αθήνα, Ελλάδα: Ιδιωτική Έκδοση, 1960.
- [5] Ε. Κράτος, Κανονισμός διά την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος, Αθήνα: Εφημερίς της Κυβερνήσεως, 26/7/1954.
- [6] Α. Ρουσόπουλου, Αντισεισμικά κατασκευαί, Αθήνα, Ελλάδα, 1956.
- [7] Η. Α. Κοσμοπουλος, Η στατική και Η δυναμική Αντισεισμική Θεωρία και η εφαρμογή της στην πράξη, Αθήνα, Ελλάδα: Offset, 1969.
- [8] Α. Κωνσταντινίδης, Εφαρμογές Οπλισμένου Σκυροδέματος Τρίτομο, Αθήνα, Ελλάδα: Ιδιωτική Έκδοση, 1976.
- [9] Ι. Ν. Δουδούμης, Η Εξέλιξη Εξέλιξη των Αντισεισμικών Αντισεισμικών Κανονισμών Κανονισμών και Ρόλος του Σεισμού Σεισμού της Θεσσαλονίκης Θεσσαλονίκης το 1978, Θεσσαλονίκη: 16th Eurosean Conference on Earthquake Engineering, 2018.
- [10] *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός*, 1984.
- [11] *ΝΕΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ*, 1992.
- [12] *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ 2000*, 2000.
- [13] ΕΤΑΜ, «Σεισμός Σάμου, Νοέμβριος 2020,» ΕΤΑΜ, Αθήνα, Ελλάδα, 2020.
- [14] Κ. Ρεπαπής, *Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτηρίων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα*, Αθήνα, 2007.
- [15] Κ. Βαρκαράκης, Επίλυση και Σχεδιασμός των Γραμμικών Φορέων με τη Θεωρία της Πλαστικότητας, Αθήνα: ΕΜΠ, 1988.
- [16] Κ. Σπυράκος, Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία, Αθηνά, Ελλάδα : Τεχνικό επιμελητήριο Ελλάδας, 2004.
- [17] *EC8 [EN 1998 : 2004] Αντισεισμικός Σχεδιασμός*.
- [18] Ο.Α.Σ.Π, ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κανονισμός επεμβάσεων, Αθήνα, Ελλάδα: Ο.Α.Σ.Π, 3η Αναθεώρηση 2022.

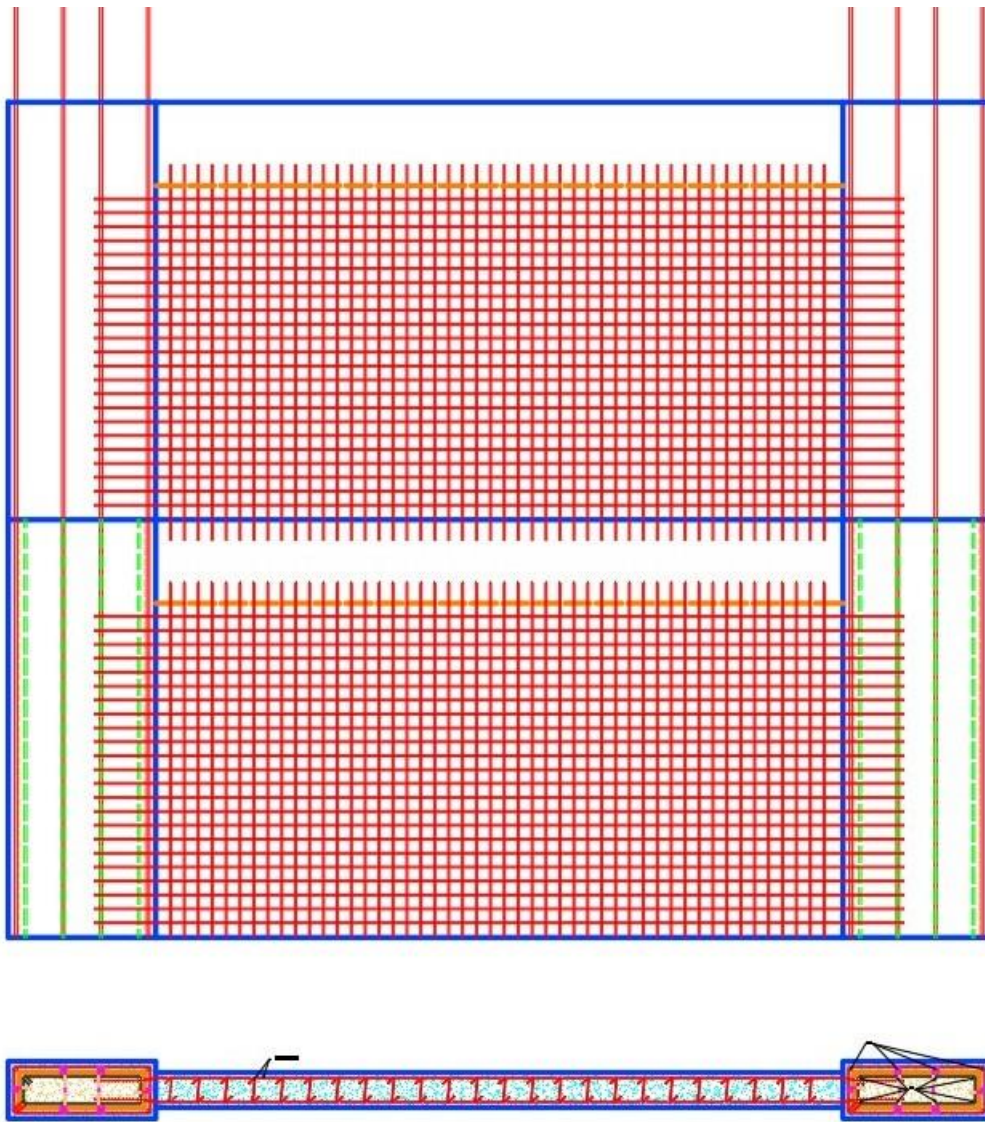


- [19] Σ. Η. Δρίτσος, "Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, Πάτρα : 3η Έκδοση Αναθεωρημένη, 2005.
- [20] S. Antoniou, *Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings*, Wiley, 2023.
- [21] Μ. Παπαδρακάκης και Ε. Ι. Σαπουντζάκης, *Ανάλυσηραβδωτών φορέων με μητρικές μεθόδους-μέθοδος άμεσης στιβαρότητας*, Αθήνα, Ελλάδα: Εκδόσεις Τσότρας, 2016.
- [22] Μ. Ν. Fardis, E. Carvalho, A. Elnashai, E. Faccioli, P. Pinto και A. Plumier, *Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον ευρωκωδικά 8:Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών*, Αθήνα, Ελλάδα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2011.
- [23] A. K. Chopra, *Δυναμική των κατασκευών*, Αθήνα, Ελλάδα: Εκδόσεις Μ.Γκιούρδας, 3η Έκδοση, 2007.
- [24] Ι. Θ. Κατσικαδέλλης, *Δυναμική ανάλυση των κατασκευών*, Αθήνα, Ελλάδα: Εκδόσεις Συμμετρία, 2012.
- [25] Ι. Ν. Ψυχάρης, *Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Σημειώσεις μαθήματος τεύχη 1&2*, Αθήνα, Ελλάδα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, 2015.
- [26] Θ. Π. Τάσιος, *Μαθήματα Ωπλισμένου Σκυροδεματος*, Αθήνα, Ελλάδα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, 1978.
- [27] Θ. Τάσιος, *Θεωρία σχεδιασμού επισκευών και ενισχύσεων*, Αθήνα, Ελλάδα: Συμμετρία, 2010.

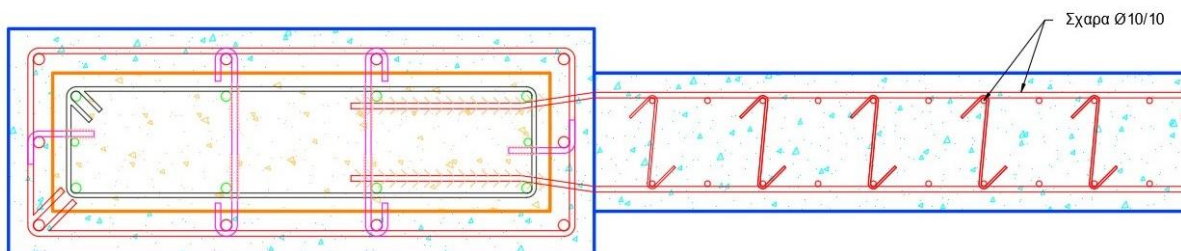
# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ



Εικόνα 20: Διάταξη οπλισμού ενισχυμένης δοκού

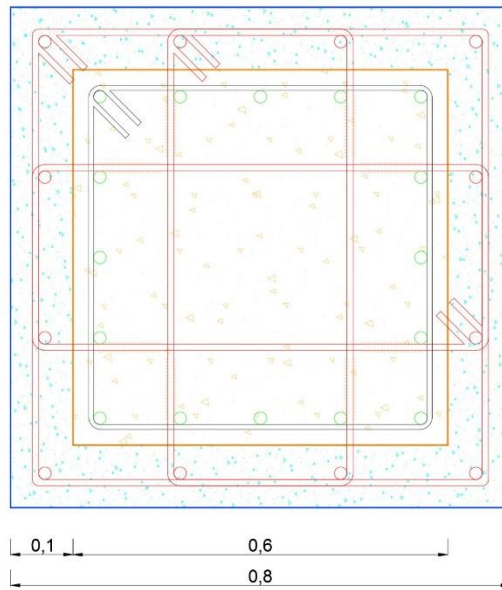


Εικόνα 21: Διάταξη Οπλισμού εμφανιζόμενου τοιχώματος



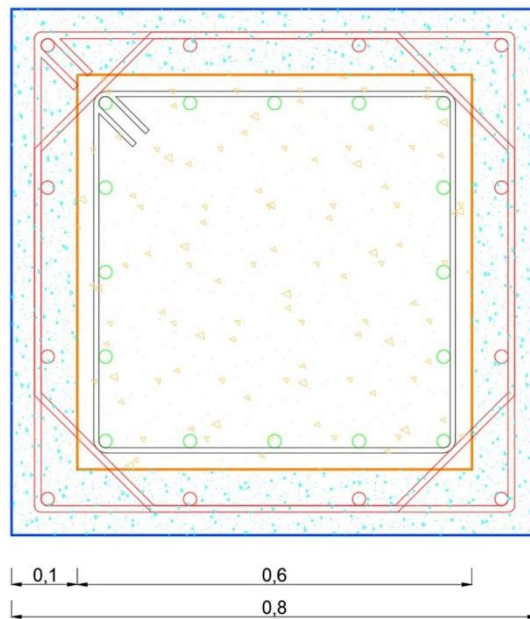
Εικόνα 22: Λεπτομέρεια όπλισης εμφανιζόμενου τοιχώματος με πρόσθετο μανδύα στα υποστυλώματα

Κ7 Σ1





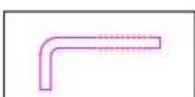
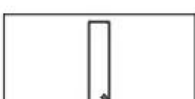
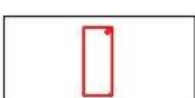


Εικόνα 23: Διάταξη τετράμητων συνδετήρων σε κάθε διεύθυνση μανδύα ΟΣ με διάτρηση του υφιστάμενου σκυροδέματος

Κ7 Σ1



Εικόνα 24 Διάταξη τετράμητων συνδετήρων σε κάθε διεύθυνση μανδύα ΟΣ με τον ένα συνδετήρα να είναι οκταγωνικό για την αποφυγή διάτρησης του σκυροδέματος

ΥΠΟΜΝΗΜΑ	
	B225
	C30/37
	S420 Stahl III
	B500C
	ΒΛΗΤΡΑ B500C
	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΑΣ S220 Stahl I
	ΝΕΟΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΑΣ B500C

Εικόνα 25: Υπόμνημα σχεδίων