

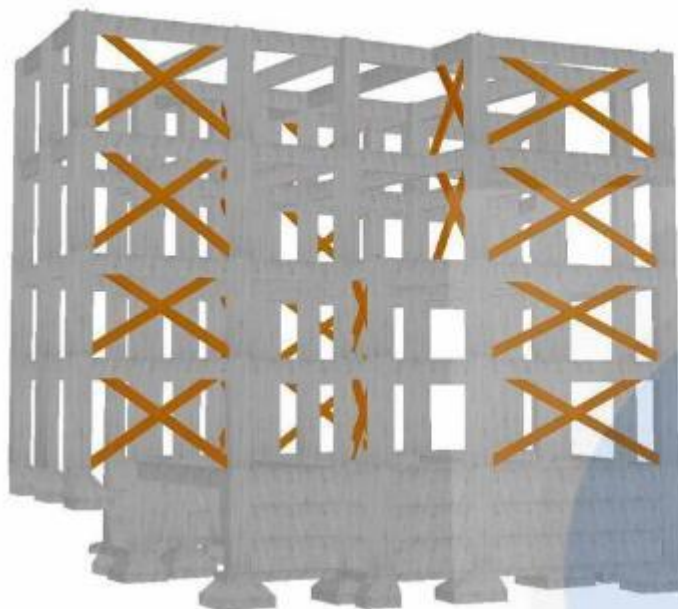


ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

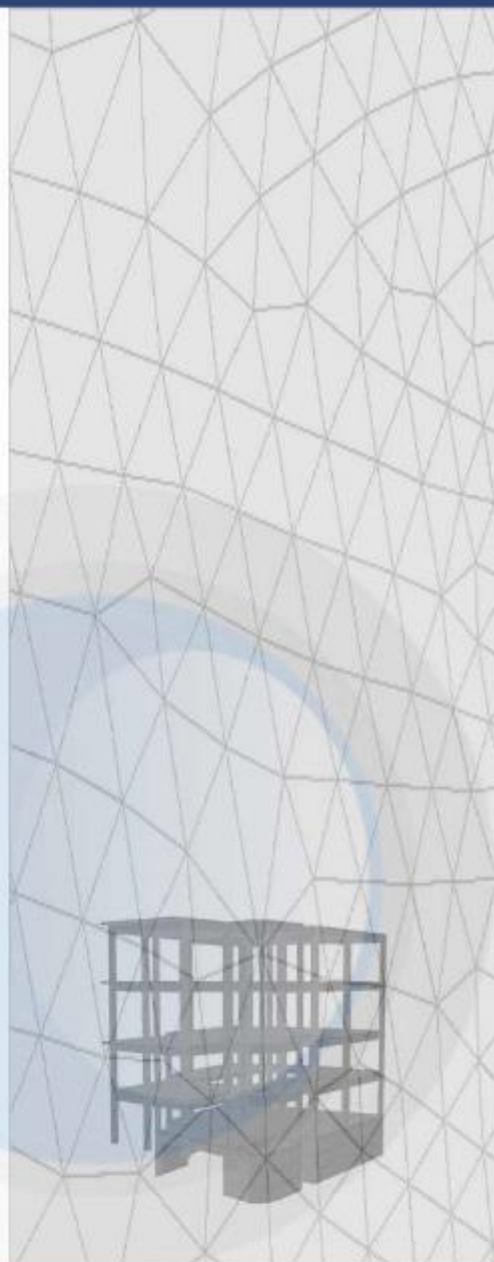
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΑΕΙΦΟΡΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗ

Μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα



Κέσκος Ν. Ευάγγελος
Πολιτικός Μηχανικός Τ.Ε.



Επιβλέπων :
Πνευματικός Νικόλαος
Αναπληρωτής Καθηγητής ΠΑ.Δ.Α.

Αθήνα, Οκτώμβριος 2020



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ
ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

του

Κέσκου Ν. Ευάγγελου

Τριμελής Εξεταστική Επιτροπή :

Πνευματικός Νικόλαος

Αναπληρωτής Καθηγητής ΠΑ.Δ.Α.

(Επιβλέπων)

.....
Καθηγητής ΠΑ.Δ.Α.

.....
Καθηγητής ΠΑ.Δ.Α.

Αθήνα, Οκτώβριος 2020

Κέσκος Ν. Ευάγγελος (2020).

Μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Αθήνα.

Keskos N. Evangelos. (2020).

Assessment and strengthening study of RC building
Dept. of Civil Engineering, University of West Attica, Greece

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα

Κέσκος Ν. Ευάγγελος

Επιβλέπων: Αναπληρωτής Καθηγητής Πνευματικός Νικόλαος

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η αντισεισμική ενίσχυση αποτελεί ένα από τα πιο σημαντικά κομμάτια της μηχανικής σε χώρες που βρίσκονται σε σεισμογενείς περιοχές. Τα υφιστάμενα κτίρια που υπάρχουν στην Ελλάδα, κατά ένα αρκετά μεγάλο ποσοστό δεν μπορούν να θεωρηθούν ασφαλή ως προς την αντισεισμική τους ικανότητα. Με την ανάπτυξη της τεχνολογίας έχουν βρεθεί διάφορες μέθοδοι αξιολόγησης της καταλληλότητας των κτιρίων αλλά και μέθοδοι ενίσχυσης και με αυτό τον τρόπο έχει επιλυθεί ένα μεγάλο μέρος του προβλήματος της αντισεισμικότητας των κατασκευών. Με την ενίσχυση των κατασκευών επιτυγχάνεται η αύξηση του ωφέλιμου κύκλου ζωής τους προσδίδοντας οικονομικά οφέλη.

Το κτίριο που μελετήθηκε κατασκευάστηκε σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Πρόκειται για τριώροφο κτίσμα από οπλισμένο σκυρόδεμα με μικτό φέροντα οργανισμό. Η πορεία που ακολουθήθηκε για την ενίσχυση της κατασκευής αναπτύχθηκε σε τρία επιμέρους στάδια. Αρχικά γίνεται ανάλυση της υπάρχουσας κατασκευής σε κατάλληλο προσομοίωμα, για την αναγνώριση του στατικού συστήματος, και αποτύπωση των υπαρχόντων οπλισμών των φερόντων στοιχείων. Στη συνέχεια πραγματοποιούνται οι επεμβάσεις, με συνέπεια την μεταβολή της εντατικής κατάστασης των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και εν μέρει του στατικού συστήματος του κτιρίου. Εντοπίζονται οι στατικές απαιτήσεις της προκύπτουσας κατασκευής και τα σημεία που χρήζουν ενίσχυσης. Τέλος ενισχύεται η κατασκευή όπου απαιτείται, με χρήση παραδοσιακών και νέων μεθόδων και γίνονται οι έλεγχοι με τα κριτήρια που επιβάλλουν ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και ο ΕΚΩΣ.

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε κατάλληλα χωρικά προσομοιώματα του κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα “STATICS”. Συνολικά, τα αποτελέσματα οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η ενίσχυση κρίνεται αναγκαία. Οι επεμβάσεις ενίσχυσης πραγματοποιούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται η όψη του κτιρίου και οι εσωτερικοί χώροι του σε μεγάλο βαθμό και παράλληλα, όσον αφορά το κατασκευαστικό κομμάτι, όπως ορίζουν οι διατάξεις των κανονισμών.

Λέξεις κλειδιά: Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας, σεισμική ενίσχυση, ενισχύσεις, υποστυλώματα, μανδύες, επισκευές, επεμβάσεις, οπλισμένο σκυρόδεμα

UNIVERSITY OF WEST ATTICA

DEPT. OF CIVIL ENGINEERING

Assessment and strengthening study of RC building

Keskos N. Evangelos

Supervised by Associate Professor Pnevmatikos Nikolaos

ABSTRACT

The seismic strengthening is one of the most important areas of engineering, especially in countries which are located in seismic regions. A large percentage of existing buildings in Greece cannot be regarded safe regarding their seismic resistance. Due to recent technological developments, various methods for the assessment and retrofitting of buildings have been developed and a big part of the problem of earthquake resistant construction has been solved. The retrofitting of existing structures prolongs their design life, which results in economic benefits.

The studied building was constructed according to the Reinforced Concrete Regulation of 1954 and the Regulation against Earthquakes of 1959. It's a case of a three story building made of reinforced concrete with mixed structural elements. The course followed for the eventual structural reinforcement of the building was implemented through three discrete steps. Initially an analysis of the existing building in a suitable simulation was performed, for the review of the structural system and the registration of the reinforcement of the existing structural bearing elements. In the second step the interventions, as proposed in the architectural study, are implemented, with the consequence of the alteration of the tensional status of the bearing structural elements and partly of the building's static system. The static requirements of the resulting construction were identified as well as the elements that need reinforcement. Finally, the construction is reinforced, where necessary, with conventional and new techniques and checks are performed according to the criteria of the Greek Regulation for structural interventions KAN.EPE. and the ΕΚΩΣ.

All analyses were performed in suitable structural simulations of the building with the static software “STATICS”. In total, the results lead to the conclusion that reinforcement is necessary.

The reinforcement interventions are implemented in a way that there is not important influence on the external view and the internal spaces of the building and, in parallel, as far as the constructional part is concerned, according to the provisions of the regulations.

Keywords: Bearings capacity evaluation, seismic retrofit, strengthening, column, jackets, repair, reinforced concrete

Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική Εργασία με τίτλο «Μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα» πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο των μεταπτυχιακών Σπουδών μου στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής (ΠΑ.Δ.Α.). Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέπων μου Νικόλαο Πνευματικό, Αναπληρωτή Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του ΠΑ.Δ.Α., για την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω τη παρούσα μεταπτυχιακή εργασία, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε, καθώς και για την επιστημονική καθοδήγηση και στήριξη του κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Γενικότερα αξίζουν ευχαριστίες στον Πολιτικό Μηχανικό Παναγιώτη Αναγνωστόπουλο, για την παραχώρηση του στατικού προγράμματος “STATICS” στο πλαίσιο εκπόνησης της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους τους φίλους μου που με το δικό τους τρόπο ο καθένας, με ενθάρρυναν και με στήριζαν καθ' όλη την διάρκεια της διεκπεραίωσης της παρούσας εργασίας. Τέλος, ευχαριστώ την οικογένεια μου για τη στήριξη και την εμπιστοσύνη που μου έδειξε καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου, καθώς και τους στενούς μου φίλους για τη ανεκτίμητη συμπαράσταση και κατανόηση τους.

Αθήνα, Οκτώβριος 2020

Κέσκος Ευάγγελος

ekeskos@gmail.com

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	ii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	vi
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ.....	xii
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 Βασικές αρχές ενίσχυσης των κατασκευών	1
1.2 Στρατηγικές επεμβάσεων	3
1.2.1 Συστήματα επεμβάσεων	5
1.2.1.1 Βελτίωση του φορέα με τοπικές επεμβάσεις.....	7
1.2.1.2 Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα	7
1.2.1.3 Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης.....	9
1.2.1.4 Μείωση της σεισμικής απαίτησης.....	10
1.2.2 Επιλογή συστήματος επεμβάσεων.....	12
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ.....	14
2.1 Διάφορες τεχνικές ενίσχυση.....	14
2.2.1 Ενφάντωση πλαισίων	14
2.2.2 Κατασκευή μεταλλικών συνδέσμων	15
2.2.3 Κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος	17
2.2.4 Προσθήκη μανδύων από FRP (Ινοπλισμένα πολυμερή).....	18
2.3 Διάκριση στοιχείων του φέροντος οργανισμού.....	21
2.4 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.....	22
ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	23
3.1 Διαδικασία ελέγχων και συλλογής στοιχείων	23
3.2 Οπτικός έλεγχος	24

3.3	Μέθοδοι και όργανα συλλογής στοιχείων και διάγνωση βλαβών	24
3.3.1	Μη καταστροφικοί έλεγχοι.....	25
3.3.1.1	Μέτρηση εύρους ρωγμών.....	25
3.3.1.2	Θερμογράφιση με υπέρυθρη ακτινοβολία.....	26
3.3.1.3	Μέτρηση τασικών κυμάτων	27
3.3.1.4	Κρουσιομέτρηση	27
3.3.1.5	Χρήση υπερήχων.....	28
3.3.1.7	Εξόλκευση ήλου.....	29
3.3.1.8	Μαγνητική μέθοδος.....	30
3.3.1.9	Χρήση ρανταρ	31
3.3.2	Ημικαταστροφικοί έλεγχοι.....	31
3.3.2.1	Πυρηνοληψία.....	32
3.3.3	Επιτόπου χημικοί Έλεγχοι.....	33
3.3.4	Έλεγχοι καθολικής φόρτισης.....	34
3.4	Διερεύνηση και τεκμηρίωση του φορέα.....	35
3.4.1	Επίπεδα γνώσης.....	35
3.4.1.1	Σχέδιο νέου αναθεωρημένου EC8.....	35
3.4.2	Γεωμετρία.....	36
3.4.3	Λεπτομέρειες κατασκευής.....	37
3.4.4	Υλικά	38
3.4.5	Επιπτώσεις των Σ.Α.Δ. στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό.....	38
3.5	Ενόργανη παρακολούθηση κατασκευών.....	39
	ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ.....	41
4.1	Εισαγωγή.....	41
4.2	Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού	42

4.3	Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης διεύθυνσης.....	45
4.4	Παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού	46
4.4.1	Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους	46
4.4.2	Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων	47
4.4.3	Κατηγορία εδάφους.....	48
4.4.4	Συντελεστής απόσβεσης.....	51
4.4.5	Συντελεστής συμπεριφοράς.....	52
4.4.6	Πλαστιμότητα - κατηγορίες πλαστιμότητας.....	52
	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	56
5.1	Εισαγωγή.....	56
5.2	Περιγραφή κτιρίου	56
5.2.1	Γενικά στοιχεία.....	56
5.2.2	Ποιότητες υλικών κατασκευής	57
5.2.2.1	Υφιστάμενη κατασκευή.....	58
5.2.3	Γεωμετρία κατασκευής.....	59
5.2.3.1	Κατόψεις.....	59
5.3	Έλεγχος ομοιομορφίας, αντοχής σκυροδέματος και ανίχνευσης σιδηροπλισμού.....	62
5.3.1	Λήψη πυρήνων σκυροδέματος	63
5.3.2	Δοκιμές κρουσίμετρου	63
5.3.3	Δοκιμές υπερήχων	64
5.3.4	Ανίχνευση σιδηροπλισμού	66
	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	68
6.1	Εισαγωγή.....	68
6.2	Επεμβάσεις	76
6.3	Ενίσχυση.....	79

6.3.1	Ενίσχυση Στάθμης 2.....	79
6.3.3.1	Στάθμη 2 - Ενίσχυση δοκών.....	81
6.3.1.2	Στάθμη 2 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων.....	85
6.3.2	Ενίσχυση Στάθμης 3.....	88
6.3.2.1	Στάθμη 3 - Ενίσχυση δοκών.....	90
6.3.2.2	Στάθμη 3 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων.....	94
6.3.3	Ενίσχυση Στάθμης 4.....	97
6.3.3.1	Στάθμη 4 - Ενίσχυση δοκών.....	99
6.3.3.2	Στάθμη 4 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων.....	103
6.3.4	Ενίσχυση Στάθμης 5.....	106
6.3.4.1	Στάθμη 5 - Ενίσχυση δοκών.....	108
6.3.4.2	Στάθμη 5 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων.....	112
6.3.5	Ενίσχυση Στάθμης 6.....	115
6.3.5.1	Στάθμη 6 - Ενίσχυση δοκών.....	117
6.3.5.2	Στάθμη 6 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων.....	121
	ΣΥΓΚΡΙΣΗ EC2 ΚΑΙ EC8 ΜΕ ΕΚΩΣ.....	124
7.1	Έλεγχος σε διάτμηση δοκών.....	124
	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	138
	ΞΕΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	140
	ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	142
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α΄.....	143
A.2	Στάθμη 2 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων.....	143
A.3	Στάθμη 3 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων.....	150
A.4	Στάθμη 4 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων.....	157
A.5	Στάθμη 5 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων.....	164

A.6 Στάθμη 6 - Ενίσχυση Υποστυλωμάτων	171
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β΄	178
B.1 Διαστασιολογήση έναντι τέμνουσας δοκών	178
Φορτία σχεδιασμού (μη σεισμικού συνδυασμού δράσεων)	178
Υπολογισμός τεμνουσών.....	178

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1 Διαδικασία επιλογής της βέλτιστης σεισμικής μεθόδου ενίσχυσης [Kim et al (2020)].....	4
Σχήμα 1.2 Στρατηγικές ενίσχυσης.....	6
Σχήμα 1.3 Ενίσχυση κατασκευής με προσθήκη τοιχωμάτων ή δικτυωτών συνδέσμων.	8
Σχήμα 1.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων.....	10
Σχήμα 2.1 Οπλισμός φατνώματος.	14
Σχήμα 2.2 Δικτυωτός χιαστί σύνδεσμος [Formiasano et al (2020)].....	15
Σχήμα 2.3 Ενίσχυση πλαισίου με BRB με SF [Saingam et al (2020)].....	16
Σχήμα 2.4 Όπλιση με χιαστί συνδέσμους.....	17
Σχήμα 2.5 Όπλιση με μανδύα.....	18
Σχήμα 2.6 Ενίσχυση με χρήση FRP	19
Σχήμα 2.7 Επίδραση θλιπτικής αντοχής, (α) AFRP (b) CFRP [Lim and Ozbakkloglu (2014)].	20
Σχήμα 3.1 Κατασκευή Οπλισμένου Σκυροδέματος	23
Σχήμα 3.2 Γραφική απεικόνιση μη καταστροφικών ελέγχων [Masri and Ragma (2020)].....	25
Σχήμα 3.3 Ρωγμόμετρο για τη μέτρηση εύρους και εξέλιξης της ρωγμής.....	26
Σχήμα 3.4 Θερμογράφηση με υπέρυθη ακτινοβολία.	27
Σχήμα 3.5 Κρουσίμετρο.....	28

Σχήμα 3.5 Μέθοδος Υπερήχων.	29
Σχήμα 3.7 Όργανο που χρησιμοποιείται για την εξόλκευση ήλου.	30
Σχήμα 3.8 Συσκευή για τον εντοπισμό οπλισμού.	31
Σχήμα 3.9 Σύστημα λήψης πυρήνων σκυροδέματος.	33
Σχήμα 4.1 Μέσες φασματικές τεταγμένες κατά Ambraseys σε σύγκριση με του EC8 [Elghazouli (2010)].	43
Σχήμα 4.2 Ελαστικό φάσμα EC στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5% [Fardis (2009)].	44
Σχήμα 4.3 Λόγος κατακόρυφης προς οριζόντιας συνιστώσας για την περίπτωση μαλακών εδαφών σύμφωνα με τον EC8 και πραγματικές καταγραφές [Bozorgnia και Campbell (2003)].	45
Σχήμα 4.4 Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδος.	47
Σχήμα 4.5: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 1 κατά EC8 για απόσβεση 5% [EC8 § 3.2.2.2].	50
Σχήμα 4.6: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 2 κατά EC8 για απόσβεση 5% [EC8 § 3.2.2.2].	50
Σχήμα 5.1 Σχηματική τομή κτηρίου.	57
Σχήμα 5.2 Στάθμη 1 (Θεμελίωση) $z=-3.00\text{m}$	59
Σχήμα 5.3 Στάθμη 2 (οροφή υπογείου) $z=0.00\text{m}$	60
Σχήμα 5.4 Στάθμη 3 (οροφή ισογείου) $z=3.30\text{m}$	60
Σχήμα 5.5 Στάθμη 4 (οροφή μεσοπατώματος) $z=6.30\text{m}$	61
Σχήμα 5.5 Στάθμη 5 (οροφή Α' ορόφου) $z=9.85\text{m}$	61
Σχήμα 5.6 Στάθμη 6 (οροφή Β' ορόφου) $z=13.30\text{m}$	62
Σχήμα 5.7 Ενδεικτικές φωτογραφίες ανίχνευσης σιδηροπλισμού.	67
Σχήμα 6.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης κατασκευής.	72
Σχήμα 6.2 Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης κτιρίου για διαφορετικά T (s) (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.	73
Σχήμα 6.3 Στάθμη 2 - Κάτοψη Αποτίμησης.	79

Σχήμα 6.4 Στάθμη 2 - Κάτοψη Ενίσχυσης.....	80
Σχήμα 6.5 Στάθμη 2 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).....	81
Σχήμα 6.6 Στάθμη 2 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ13 μετά από ενίσχυση με FRP.....	82
Σχήμα 6.7 Στάθμη 3 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ13 (350 x 650 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.	82
Σχήμα 6.8 Στάθμη 2 - Ποσοστό μείωσης του λόγου MsdMRd μετά την ενίσχυση με gunite.	85
Σχήμα 6.9 Στάθμη 2 - Ποσοστό μείωσης του λόγου NsdNRd μετά την ενίσχυση με gunite.	86
Σχήμα 6.10 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες του υποστρώματος K1 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	86
Σχήμα 6.11 Στάθμη 3 - Κάτοψη Αποτίμησης.	88
Σχήμα 6.12 Στάθμη 3 - Κάτοψη Ενίσχυσης.	89
Σχήμα 6.13 Στάθμη 2 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).	90
Σχήμα 6.14 Στάθμη 2 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ3 μετά από ενίσχυση με FRP.....	91
Σχήμα 6.15 Στάθμη 2 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ3 (250 x 600 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.	91
Σχήμα 6.16 Στάθμη 3 - Ποσοστό μείωσης του λόγου MsdMRd μετά την ενίσχυση με gunite.	94
Σχήμα 6.17 Στάθμη 3 - Ποσοστό μείωσης του λόγου NsdNRd μετά την ενίσχυση με gunite.	95
Σχήμα 6.18 Στάθμη 4 - Κάτοψη Αποτίμησης	97
Σχήμα 6.19 Στάθμη 4 - Κάτοψη Ενίσχυσης.	98
Σχήμα 6.20 Στάθμη 4 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).	99

Σχήμα 6.21 Στάθμη 3 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ33 μετά από ενίσχυση με FRP.....	100
Σχήμα 6.22 Στάθμη 3 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ33 (250 x 600 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.	100
Σχήμα 6.23 Στάθμη 4 - Ποσοστό μείωσης του λόγου MsdMRd μετά την ενίσχυση με gunite.	103
Σχήμα 6.24 Στάθμη 4 - Ποσοστό μείωσης του λόγου NsdNRd μετά την ενίσχυση με gunite.	104
Σχήμα 6.25 Στάθμη 5 - Κάτοψη Αποτίμησης	106
Σχήμα 6.26 Στάθμη 5 - Κάτοψη Ενίσχυσης.....	107
Σχήμα 6.27 Στάθμη 5 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).	108
Σχήμα 6.28 Στάθμη 5 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ6 μετά από ενίσχυση με FRP.....	109
Σχήμα 6.29 Στάθμη 5 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ6 (400 x 600 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.	109
Σχήμα 6.30 Στάθμη 5 - Ποσοστό μείωσης του λόγου MsdMRd μετά την ενίσχυση με gunite.	112
Σχήμα 6.31 Στάθμη 5 - Ποσοστό μείωσης του λόγου NsdNRd μετά την ενίσχυση με gunite.	113
Σχήμα 6.32 Στάθμη 6 - Κάτοψη Αποτίμησης	115
Σχήμα 6.33 Στάθμη 6 - Κάτοψη Ενίσχυσης.....	116
Σχήμα 6.34 Στάθμη 6 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).	117
Σχήμα 6.35 Στάθμη 6 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ34 μετά από ενίσχυση με FRP.....	118
Σχήμα 6.36 Στάθμη 2 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ34 (300 x 700 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.	118
Σχήμα 6.37 Στάθμη 6 - Ποσοστό μείωσης του λόγου MsdMrd μετά την ενίσχυση με gunite.	121

Σχήμα 6.38 Στάθμη 6 - Ποσοστό μείωσης του λόγου <i>NsdN</i> μετά την ενίσχυση με gunite.	122
Σχήμα 6.39 Κόμβοι κτιρίου (Αποτίμηση)	134
Σχήμα 6.40 Κόμβοι κτιρίου (Ενίσχυση).....	135
Σχήμα 6.41 Παραμορφωσιμότητα του κτιρίου πριν (αποτίμηση).....	136
Σχήμα 6.42 Παραμορφωσιμότητα του κτιρίου μετά την (β) ενίσχυση	137
Σχήμα A.1 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K1 έως K3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	143
Σχήμα A.2 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K4 έως K6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	144
Σχήμα A.3 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K7 έως K9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	145
Σχήμα A.4 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K10 έως K12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	146
Σχήμα A.5 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K13 έως K15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	147
Σχήμα A.6 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K16 έως K18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	148
Σχήμα A.7 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K19 έως K22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	149
Σχήμα A.8 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K1 έως K3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	150
Σχήμα A.9 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K4 έως K6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	151
Σχήμα A.10 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K7 έως K9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	152
Σχήμα A.11 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K10 έως K12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	153
Σχήμα A.12 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K13 έως K15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	154

Σχήμα A.13 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K16 έως K18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	155
Σχήμα A.14 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K19 έως K22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	156
Σχήμα A.15 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K1 έως K3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	157
Σχήμα A.16 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K4 έως K6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	158
Σχήμα A.17 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K7 έως K9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	159
Σχήμα A.18 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K10 έως K12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	160
Σχήμα A.19 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K13 έως K15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	161
Σχήμα A.20 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K16 έως K18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	162
Σχήμα A.21 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K19 έως K22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	163
Σχήμα A.22 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K1 έως K3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	164
Σχήμα A.23 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K4 έως K6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	165
Σχήμα A.24 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K7 έως K9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	166
Σχήμα A.25 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K10 έως K12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	167
Σχήμα A.26 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K13 έως K15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	168
Σχήμα A.27 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K16 έως K18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	169

Σχήμα A.28 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K19 έως K22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	170
Σχήμα A.29 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K1 έως K3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	171
Σχήμα A.30 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K4 έως K6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	172
Σχήμα A.31 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K7 έως K9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	173
Σχήμα A.32 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K10 έως K12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	174
Σχήμα A.33 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K13 έως K15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	175
Σχήμα A.34 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K16 έως K18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	176
Σχήμα A.35 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K19 έως K22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.....	177
Σχήμα B.1 Συνδυασμός φορτίσεων – Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.....	182

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 3.1 Επίπεδο γνώσης της γεωμετρίας ΣΑΔΓ συναρτήσει των συλλεγόμενων πληροφοριών.....	36
Πίνακας 3.2 Επίπεδο γνώσης των κατασκευαστικών λεπτομερειών ΣΑΔΔ συναρτήσει των συλλεγόμενων πληροφοριών.....	37
Πίνακας 4.1 Τιμές αναφοράς μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους.....	46
Πίνακας 4.2 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων κατά EC8 [EC8 § 4.2.5 Table 4.3 και Fardis (2009)]......	48
Πίνακας 4.3 Κατηγορία εδάφους κατά EC8 (EC8 § 3.1.2 Table 3.1).....	49
Πίνακας 4.4 Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 1 κατά EC8 [EC8 § 3.2.2.2 Table 3.2].....	51

Πίνακας 4.5 Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 2 κατά EC8 [EC8 § 3.2.2.2 Table 3.3].....	51
Πίνακας 5.1 Πυρηνοληψία	63
Πίνακας 5.2 Κρουσιμετρήσεις	64
Πίνακας 5.3 Υπερηχοσκοπήσεις	65
Πίνακας 5.4 Αποτελέσματα των εμμέσων μεθόδων των Πινάκων 2 & 3	66
Πίνακας 6.1 Φορτία.....	69
Πίνακας 6.2 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 2 ($Z = 0.00$ m).	84
Πίνακας 6.3 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 2 ($Z = 0.00$ m).	84
Πίνακας 6.4 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστυλωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 2 ($Z = 0.00$ m).....	87
Πίνακας 6.5 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 3 ($Z = 3.30$ m).	93
Πίνακας 6.6 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 3 ($Z = 3.30$ m).	93
Πίνακας 6.7 Κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι ενίσχυσης Στάθμη 3 ($Z = 3.30$ m).	95
Πίνακας 6.8 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστυλωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 3 ($Z = 3.30$ m).....	96
Πίνακας 6.9 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 4 ($Z = 6.35$ m).	102
Πίνακας 6.10 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 4 ($Z = 6.35$ m).	102
Πίνακας 6.11 Κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι ενίσχυσης Στάθμη 4 ($Z = 6.35$ m).	104
Πίνακας 6.12 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστυλωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 4 ($Z = 6.30$ m).....	105
Πίνακας 6.13 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 4 ($Z = 6.30$ m).	111
Πίνακας 6.14 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 4 ($Z = 6.30$ m).	111
Πίνακας 6.15 Κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι ενίσχυσης Στάθμη 5 ($Z = 9.85$ m).	113
Πίνακας 6.16 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστυλωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 5 ($Z = 9.85$ m).....	114
Πίνακας 6.17 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 6 ($Z = 13.30$ m).	120

Πίνακας 6.18 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 6 ($Z = 13.30$ m).	120
Πίνακας 6.19 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστυλωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 6 ($Z = 13.30$ m).....	123
Πίνακας 6.20 Στάθμη 3 - Συγκεντρωτικός πίνακας διαστασιολόγησης σε τέμνουσα δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.	126
Πίνακας 6.21 Στάθμη 3 - Συγκεντρωτικός πίνακας εμβαδού οπλισμού διάτμησης δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.	127
Πίνακας 6.22 Στάθμη 4 - Συγκεντρωτικός πίνακας διαστασιολόγησης σε τέμνουσα δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.	128
Πίνακας 6.23 Στάθμη 4 - Συγκεντρωτικός πίνακας εμβαδού οπλισμού διάτμησης δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.	129
Πίνακας 6.24 Στάθμη 4 - Συγκεντρωτικός πίνακας διαστασιολόγησης σε τέμνουσα δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.	130
Πίνακας 6.25 Στάθμη 5 - Συγκεντρωτικός πίνακας εμβαδού οπλισμού διάτμησης δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.	131
Πίνακας 6.26 Στάθμη 6 - Συγκεντρωτικός πίνακας διαστασιολόγησης σε τέμνουσα δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.	132
Πίνακας 6.27 Στάθμη 6 - Συγκεντρωτικός πίνακας εμβαδού οπλισμού διάτμησης δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.	133

1.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Κατά τη διάρκεια και πριν από τη δεκαετία του 1980, όταν η έννοια του αντισεισμικού σχεδιασμού δεν είχε ακόμα καθιερωθεί στις αναπτυσσόμενες χώρες, τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα μελετήθηκαν και υποδομήθηκαν χωρίς να ληφθεί πρόνοια για τη σεισμική απόκριση των έργων αυτών [Xiao an Ma (1997), Formisano et al (2020)].

Ένας σημαντικός αριθμός από τα κτίρια αυτά, κατά τη διάρκεια σεισμών που έχουν συμβεί στο διάστημα από την κατασκευή τους έως σήμερα, έχουν υποστεί μικρότερης ή μεγαλύτερης έκτασης βλάβες. Η φυσική φθορά που υφίσταται μια κατασκευή με το χρόνο, εφόσον δεν υπάρχει πρόνοια για κατάλληλη συντήρηση και ενδεχομένως ενίσχυσης της, μειώνει την αντοχή της κατασκευής για την ανάληψη σεισμικών φορτιών [Σπυράκος (2014)]. Επομένως, ένας προοδευτικά αυξανόμενος αριθμός υφιστάμενων κατασκευών, διαπιστώνεται ότι χρήζουν επεμβάσεων για την ανάληψη σεισμικών φορτιών [Choi et al (2017), Seo et al (2018), Park et al (2015)].

Για τις περισσότερες κατασκευές, σε συνάρτηση πάντα και με τους στόχους ανασχεδιασμού που έχουν οριστεί από τον Κύριο του Έργου και την ισχύουσα νομοθεσία, διάφορες εναλλακτικές στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων ενδέχεται να οδηγήσουν σε αποδεκτές λύσεις επεμβάσεων. Αρχικό στάδιο οποιασδήποτε ενέργειας αποτελεί πάντα η αξιολόγηση της υφιστάμενης κατασκευής. Πριν την υιοθέτηση μίας συγκεκριμένης στρατηγικής, ο Μηχανικός πρέπει να αξιολογήσει κατά πόσον αυτή είναι πρακτικά εφαρμόσιμη και, σε συνεργασία με τον Κύριο του Έργου, να επιλέξει εκείνη τη στρατηγική ή το συνδυασμό στρατηγικών που αποτελεί τη βέλτιστη λύση. Αυτό είναι δυνατό μόνο εφόσον έχει καθοριστεί η στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού. Μέσω της αξιολόγησης μπορεί να προσδιοριστεί εάν η κατασκευή πληροί τις απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας και, εάν όχι, ο βαθμός ανεπάρκειάς της.

Το θέμα είναι ιδιαίτερα σοβαρό στο τεχνικό αντικείμενο του μηχανικού, αλλά δεν εξαντλείται εκεί. Οι κοινωνικές, πολιτιστικές, αρχιτεκτονικές και οικονομικές διαστάσεις του προβλήματος συνθέτουν ένα αντικείμενο πολύπλοκο και σημαντικά δύσκολο.

Η κοινωνική και πολιτιστική διάσταση του προβλήματος πηγάζει από το γεγονός της μοναδικότητας της κατασκευής και γίνεται κυρίαρχη σε θέματα πολιτιστικής κληρονομιάς. Γιατί κάθε μνημείο, οσοδήποτε ταπεινό και αν είναι, έχει ένα όνομα. Και το όνομα δεν είναι απλώς το διακριτικό στοιχείο από κάποιο άλλο αλλά είναι η ιστορία, το παρελθόν, το παρόν και το μέλλον. Δεν είναι εύκολο επομένως να εφαρμοστούν κανόνες γενικής ισχύος όπως συνηθίζεται στις νέες κατασκευές.

Η αρχιτεκτονική διάσταση του προβλήματος συνίσταται σε θέματα λειτουργικότητας και αισθητικής. Η λύση που θα επιλεγεί πρέπει να μην αλλοιώνει τους λειτουργικούς σκοπούς και την αισθητική της κατασκευής, ενώ συγχρόνως πρέπει να δημιουργεί αίσθημα ασφαλείας στους ενοίκους.

Από οικονομική άποψη είναι προφανές ότι η λύση που θα επιλεγεί πρέπει να είναι οικονομικά ωφέλιμη. Οικονομικά κριτήρια για την αναγκαιότητα της επέμβασης μέσω ποσοτικοποιημένων εκφράσεων έχουν κατά καιρούς προταθεί από εγχειρίδια προσωρινών οδηγιών.

Η έκφραση που έχει χρησιμοποιηθεί στις Ελληνικές Οδηγίες για επισκευές μετά από τους σεισμούς της Θεσσαλονίκης του 1978 (Υ.1.Ε., 1978) βασίζεται στην αποδοχή της άποψης, ότι η επέμβαση είναι οικονομικά ωφέλιμη, εφόσον κοστίζει λιγότερο από το 80% της απομένουσας αξίας της κατασκευής. Η απομένουσα αξία της κατασκευής εκτιμάται ως το κόστος ανακατασκευής (κατεδάφιση παλαιού και ανέγερση νέου) μειωμένο αναλογικά κατά τα χρόνια ζωής σε σχέση με την κατ' εκτίμηση συνολική διάρκεια ζωής της.

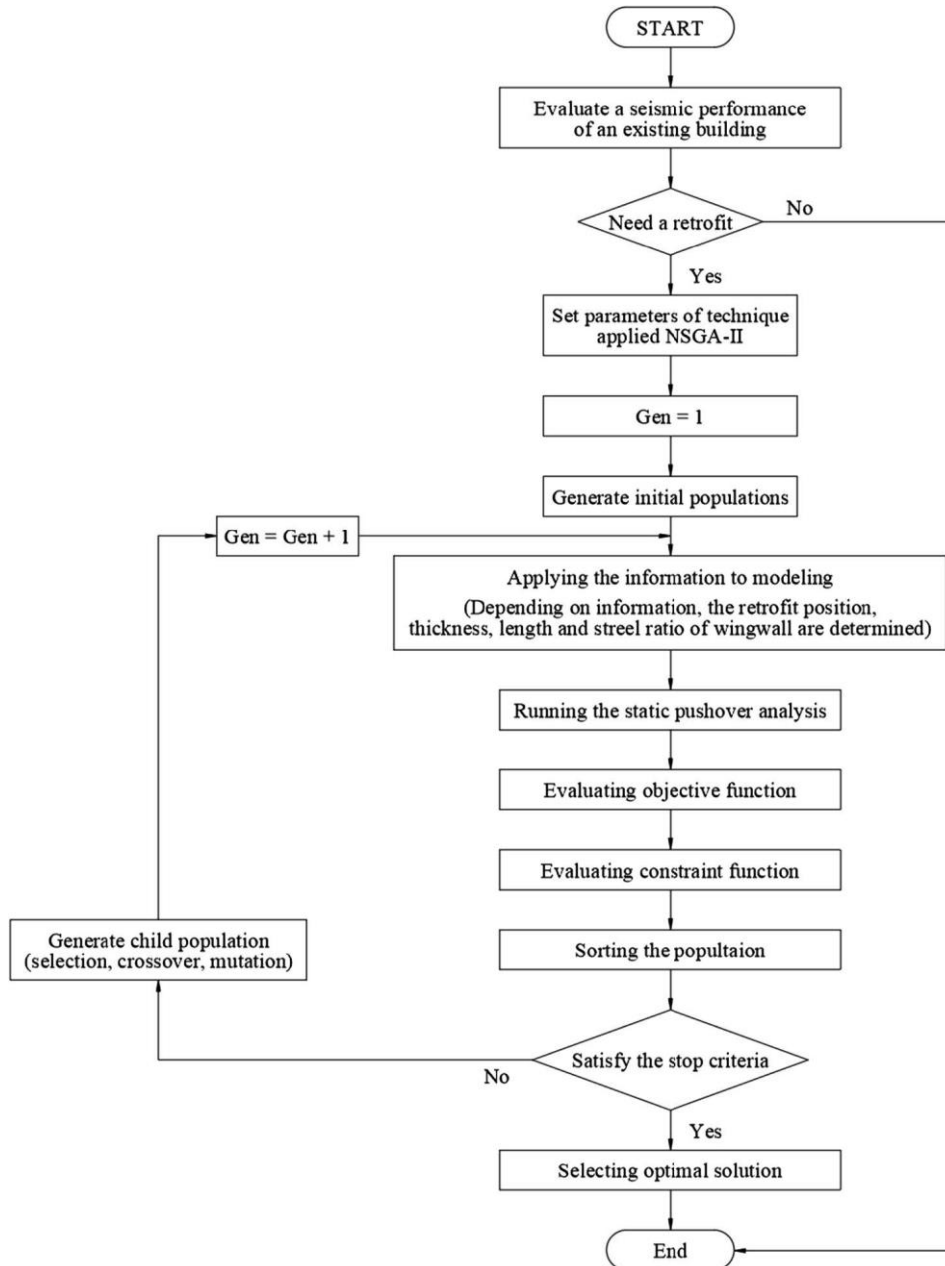
Μετά την επιλογή της στρατηγικής των επεμβάσεων, είναι απαραίτητο να επιλεγεί το σύστημα επεμβάσεων που θα εφαρμοστεί και ακολούθως να εκπονηθεί η προμελέτη. Τόσο το σύστημα των επεμβάσεων όσο και η προμελέτη, απορρέουν άμεσα από την επιλεγείσα στρατηγική. Εφόσον προκύψει από την προμελέτη ότι οι επιλογές είναι ικανοποιητικές, δηλαδή η ενισχυμένη πλέον κατασκευή ανταποκρίνεται στους στόχους ανασχεδιασμού που

έχουν τεθεί, ακολουθεί η οριστική μελέτη που περιλαμβάνει τον πλήρη σχεδιασμό των προτεινόμενων επεμβάσεων.

1.2 ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Η στρατηγική των επεμβάσεων είναι η βασική προσέγγιση που υιοθετείται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής ή διαφορετικά για τη μείωση της διακινδύνευσης σε αποδεκτά όρια. Για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης, μπορούν να εφαρμοστούν στρατηγικές είτε καθαρά τεχνικές είτε διαχειριστικής φύσης. Στην πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται επιλογές, όπως η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου, η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης και η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Αντίστοιχα, στη δεύτερη κατηγορία ανήκει μεταξύ άλλων η πιθανή αλλαγή χρήσης, η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων και η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης. Το εύρος των τεχνικών και των διαχειριστικών στρατηγικών που μπορούν να εφαρμοστούν για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι εξαιρετικά μεγάλο. Οι τεχνικές στρατηγικές αποτελούν προσεγγίσεις που στοχεύουν στη μεταβολή των βασικών παραμέτρων τόσο της σεισμικής απαίτησης όσο και της συμπεριφοράς του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Περιλαμβάνουν επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό για τη διόρθωση ενδεχόμενων ατελειών, στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, στην αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης.

Είναι αξιοσημείωτο ότι κατά το παρελθόν η στρατηγική ενίσχυσης που υιοθετήθηκε από τους περισσότερους μηχανικούς στόχευε στην ικανοποίηση των απαιτήσεων του εκάστοτε ισχύοντος κανονισμού. Η στρατηγική αυτή μεταφραζόταν σε επεμβάσεις, ώστε η ενισχυμένη κατασκευή να φέρει με ασφάλεια ένα ποσοστό των σεισμικών φορτίων που προέβλεπε ο εκάστοτε εν ισχύ κανονισμός για τις νέες κατασκευές. Στην πραγματικότητα η παραπάνω προσέγγιση δεν αποτελεί στρατηγική, αλλά κριτήριο σχεδιασμού που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με μία από τις στρατηγικές που αναφέρθηκαν. Τα κριτήρια σχεδιασμού αφορούν στο ποσό της αντοχής, της δυσκαμψίας ή της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας που πρέπει να προστεθεί στο δόμημα, ώστε να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας.



Σχήμα 1.1 Διαδικασία επιλογής της βέλτιστης σεισμικής μεθόδου ενίσχυσης [Kim et al (2020)].

Σύμφωνα με τη φιλοσοφία που έχει πλέον επικρατήσει διεθνώς, το βασικό κριτήριο επιλογής των επεμβάσεων είναι ο περιορισμός των βλαβών που υφίστανται τα πρωτεύοντα καθώς και τα δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής σε ανεκτά επίπεδα για τη δεδομένη στάθμη επιτελεσματικότητας. Πρωτεύοντα είναι τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν

ουσιαστικά στην αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση, λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση (π.χ. υποστυλώματα, τοιχώματα, κτλ).

Πέρα από τις τεχνικές στρατηγικές, υπάρχει και ένας μεγάλος αριθμός εναλλακτικών διαχειριστικών στρατηγικών που πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων. Οι διαχειριστικές στρατηγικές περιλαμβάνουν θέματα όπως: (α) την απόφαση να υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή να εκκενωθεί το κτίριο έως ότου πραγματοποιηθούν οι εργασίες ενίσχυσης, (β) να θεωρηθεί αποδεκτή η υπάρχουσα σεισμική διακινδύνευση της κατασκευής και να μη γίνουν επεμβάσεις ή να αλλαχτεί η χρήση της κατασκευής, έτσι ώστε να είναι αποδεκτή η διακινδύνευση, (γ) να κατεδαφιστεί το υπάρχον κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο, (δ) να υλοποιηθούν οι προτεινόμενες επεμβάσεις προοδευτικά μέσα σε μεγάλης διάρκειας χρονικό περιθώριο ή να ληφθούν προσωρινά μέτρα ενίσχυσης έως ότου αντικατασταθεί η κατασκευή, (ε) εάν οι επεμβάσεις θα γίνουν στο εξωτερικό του κτιρίου, έτσι ώστε να μειωθούν οι αρνητικές επιπτώσεις στους ενοίκους, ή αντίθετα αν οι εργασίες θα γίνουν στο εσωτερικό του κτιρίου προκειμένου να μην αλλοιωθούν τα χαρακτηριστικά της εξωτερικής του όψης.

Αν και πολλοί μηχανικοί θεωρούν ότι οι διαχειριστικές στρατηγικές δεν αποτελούν αντικείμενο της άμεσης αρμοδιότητάς τους, πρέπει να γίνει κατανοητό ότι αυτές ενδέχεται να έχουν πολύ σημαντική επίδραση τόσο στην εφαρμοσιμότητα όσο και στο κόστος της προτεινόμενης τεχνικής στρατηγικής των επεμβάσεων. Είναι γεγονός ότι, κατά κανόνα, η βέλτιστη λύση για ένα κτίριο σχετίζεται με τη λήψη αποφάσεων διαχειριστικής και τεχνικής φύσης. Για τους λόγους αυτούς οι διαχειριστικές στρατηγικές πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να επισημαίνονται στον Κύριο του Έργου προκειμένου να επιλεγεί η κατάλληλη στρατηγική επεμβάσεων.

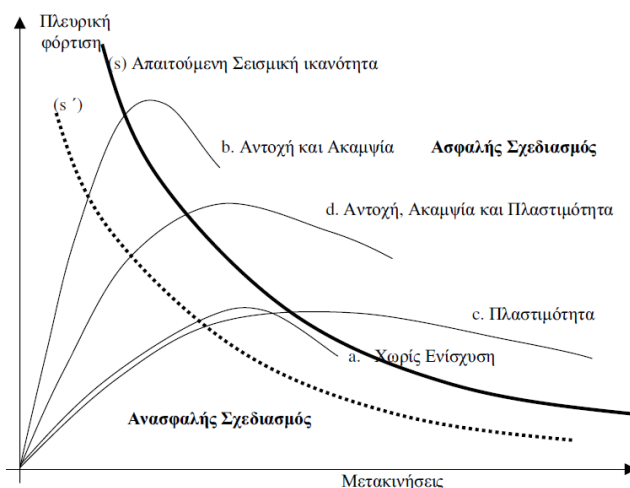
Στο **Σχήμα 1.1**, παρουσιάζεται η διαδικασία επιλογής της βέλτιστης στρατηγικής επεμβάσεων σύμφωνα με τους **Kim et al (2020)**.

1.2.1 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες

σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι: (α) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού, (β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού και (γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας άμεσα τους παραπάνω παράγοντες και εφαρμόζονται είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό. Παραδείγματος χάριν, οι παραδοσιακές μέθοδοι ενίσχυσης, όπως είναι η προσθήκη δικτυωτών συνδέσμων ή τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος, επιδρούν στη δυσκαμψία και στην αντοχή της κατασκευής. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας, π.χ. οι ιξώδεις αποσβεστήρες, μεταβάλλουν την απόσβεση της κατασκευής και η σεισμική μόνωση επιδρά στο χαρακτήρα της εδαφικής διέγερσης που μεταδίδεται στην κατασκευή.



Σχήμα 1.2 Στρατηγικές ενίσχυσης.

Αν θεωρήσουμε, ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορούμε να χαράξουμε μια καμπύλη υπερβολικής μορφής που αναπαριστά την απαιτούμενη

σεισμική ικανότητα. Επομένως η καμπύλη αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση (**Σχήμα 1.2**).

Διακρίνουμε λοιπόν τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση).

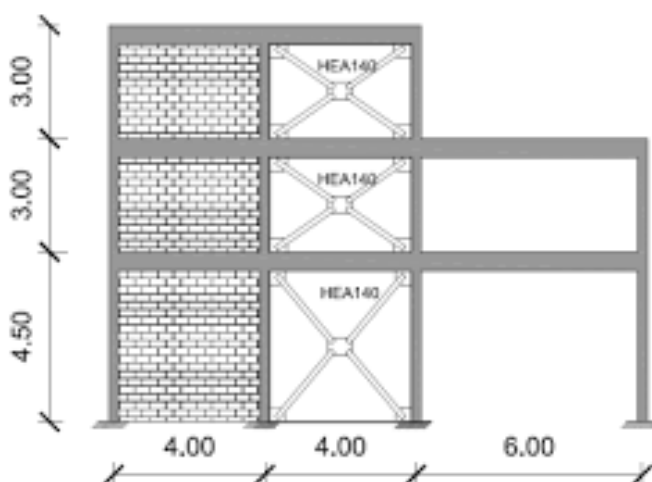
1.2.1.1 ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΤΟΠΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

Η στρατηγική βελτίωσης ενός φορέα με τοπικές επεμβάσεις εφαρμόζεται σε κατασκευές που, ενώ διαθέτουν τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων, στερούνται ορισμένων κατασκευαστικών λεπτομερειών που είναι απαραίτητες για τη βελτιστοποίηση του συστήματος και την εξασφάλιση της επιθυμητής λειτουργίας του. Η ικανότητα μετακίνησης μίας τέτοιας κατασκευής μπορεί να είναι επαρκής σε σχέση με τη δεδομένη σεισμική απαίτηση, παρόλ' αυτά πριν επιτευχθεί αυτή η μετακίνηση ενδέχεται να συμβούν τοπικές αστοχίες σε διάφορες θέσεις της κατασκευής. Οι πλέον συνηθισμένες ατέλειες που ευθύνονται για τέτοιου είδους τοπικές αστοχίες είναι το ανεπαρκές μήκος έδρασης στις θέσεις των στηρίξεων προκατασκευασμένων στοιχείων και η ανεπαρκής αγκύρωση ή σύνδεση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού τόσο μεταξύ τους όσο και με τα στοιχεία του μη φέροντος οργανισμού. Η τοπική επέμβαση για τη διόρθωση αυτών των ατελειών θα επέτρεπε στην κατασκευή να συμπεριφερθεί με τον επιθυμητό τρόπο. Πολύ συχνά η στρατηγική των τοπικών επεμβάσεων χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με άλλες στρατηγικές προκειμένου να επιτευχθεί μία κατασκευή με επαρκή σεισμική συμπεριφορά.

1.2.1.2 ΑΥΞΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα είναι η πιο διαδεδομένη στρατηγική βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς σε κατασκευές με ανεπαρκές σύστημα

ανάληψης σεισμικών φορτίων. Αν και οι δύο στρατηγικές σχετίζονται άμεσα μεταξύ τους, η κύρια διαφορά τους έγκειται στο γεγονός, ότι μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση, ενώ με την αύξηση της αντοχής επιτυγχάνεται επιπλέον αύξηση της σεισμικής δύναμης που απαιτείται ώστε να προκληθούν βλάβες στην κατασκευή. Εφόσον η αύξηση της αντοχής γίνει χωρίς ταυτόχρονη αύξηση της δυσκαμψίας, όπως με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων ή ινοπλισμένων πολυμερών, τότε η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί για μεγαλύτερα σεισμικά φορτία να μην υποστεί βλάβες.



Σχήμα 1.3 Ενίσχυση κατασκευής με προσθήκη τοιχωμάτων ή δικτυωτών συνδέσμων.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ακόμα και αν η μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση που επιτυγχάνεται με την αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος δεν είναι μεγάλη, μπορεί να μεταβάλλει σημαντικά τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής, τα οποία, ενώ δεν συμμετέχουν ιδιαίτερα στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων, είναι εξαιρετικά ευαίσθητα στις πλευρικές μετακινήσεις. Τέτοια στοιχεία αποτελούν υποστυλώματα με χαμηλή πλαστιμότητα που χρησιμοποιούνται κυρίως για την παραλαβή των κατακορύφων φορτίων και αρχιτεκτονικά διαχωριστικά τοιχεία και επικαλύψεις. Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα αποτελούν στρατηγικές που εφαρμόζονται κατά κανόνα ταυτόχρονα, καθώς τα περισσότερα συστήματα που αυξάνουν την αντοχή μίας κατασκευής, όπως είναι η προσθήκη τοιχωμάτων ή πλαισίων, αυξάνουν και τη δυσκαμψία της (**Σχήμα 1.3**). Εξάιρεση αποτελούν τα τοπικά μέτρα ενίσχυσης τα οποία αυξάνουν την αντοχή συγκεκριμένων

στοιχείων χωρίς να μεταβάλουν σημαντικά τη δυσκαμψία τους. Παραδείγματος χάριν, μία συνήθης ατέλεια των παλαιότερων πλαισιακών φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ότι τα μήκη υπερκάλυψης των εφελκόμενων ράβδων του διαμήκους οπλισμού είναι ανεπαρκή, με αποτέλεσμα χαμηλή καμπτική αντοχή των μελών του φορέα. Η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης στις θέσεις των ενώσεων με υπερκάλυψη μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τη συμπεριφορά των πλαισίων και να τους επιτρέψει να αναπτύξουν μεγαλύτερη αντοχή χωρίς να μεταβληθεί σημαντικά η δυσκαμψία τους.

1.2.1.3 ΑΥΞΗΣΗ ΤΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ

Η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου μέσω της αύξησης της ικανότητας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού να διατηρούν την αντοχή τους για μεγάλες παραμορφώσεις, είναι μία σχετικά νέα μέθοδος για τη σεισμική ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης περιλαμβάνουν: (α) την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης σε υφιστάμενα στοιχεία, (β) την τοπική απομείωση της δυσκαμψίας, (γ) την τροποποίηση στοιχείων, κυρίως κατακορύφων, του φέροντος οργανισμού ώστε να μεταβληθούν οι προβλεπόμενοι μηχανισμοί αστοχίας και (δ) την παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν λόγω υπερβολικών μετακινήσεων. Κατά κανόνα αυτές οι μέθοδοι απαιτούν πολύ μικρότερη αρχιτεκτονική παρέμβαση στο κτίριο, σε σχέση με αυτές που αφορούν σε αύξηση της αντοχής ή της δυσκαμψίας.

Με την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας. Η μέθοδος εφαρμόζεται κατά κανόνα σε υποστυλώματα. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (**Σχήμα 1.3**), μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών. Η τοπική απομείωση της δυσκαμψίας μπορεί να είναι ένας πολύ αποτελεσματικός τρόπος αποφυγής ανεπιθύμητων μορφών αστοχίας ή ακόμα περιορισμού των βλαβών σε μεμονωμένα στοιχεία που δεν είναι καθοριστικά για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η ενίσχυση συγκεκριμένων υποστυλωμάτων μπορεί να απαιτείται σε πλαισιακούς φορείς που δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού με αποτέλεσμα τη δημιουργία μηχανισμού ορόφου, δηλαδή τη συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του ορόφου με μειωμένη

δυσκαμψία. Χαρακτηριστική περίπτωση είναι οι κατασκευές με pilotis. Η παροχή επιπλέον στήριξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε οριζόντια στοιχεία που συμμετέχουν κυρίως στην ανάληψη των κατακορύφων και όχι των πλευρικών φορτίων και τα οποία ενδέχεται να απωλέσουν την έδρασή τους σε περίπτωση μεγάλων πλευρικών μετακινήσεων του φορέα.

Η στρατηγική της αύξησης της ικανότητας παραμόρφωσης είναι περισσότερο αποτελεσματική όταν το πλήθος των στοιχείων που απαιτούν τροποποιήσεις είναι σχετικά μικρό. Σε διαφορετική περίπτωση, η συγκεκριμένη στρατηγική μπορεί, αφενός μεν να αποδειχθεί εξαιρετικά δαπανηρή, αφετέρου δε να προκαλέσει σημαντικές δυσχέρειες στη χρήση του κτιρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών ενίσχυσης.

1.2.1.4 ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ

Η συγκεκριμένη στρατηγική έχει ως στόχο την επιβολή μεταβολών στην υφιστάμενη κατασκευή ώστε να μειωθούν οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμού. Μέθοδοι αυτής της στρατηγικής περιλαμβάνουν: (α) τη μείωση της μάζας της κατασκευής και (β) την εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας.



Σχήμα 1.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων.

Η εγκατάσταση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας κατά κανόνα συνεπάγεται μία σημαντική δαπάνη. Πλεονέκτημα αυτών των συστημάτων είναι ότι παρέχουν προστασία όχι μόνο στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου αλλά και στα περιεχόμενά του. Κατά συνέπεια, η χρήση τους είναι συχνά κατάλληλη για κτίρια αυξημένης

σπουδαιότητας, φέρουν ευαίσθητο εξοπλισμό ή είναι απαραίτητο να παραμείνουν σε λειτουργία τόσο κατά τη διάρκεια όσο και αμέσως μετά το σεισμό. Αυτοί είναι μερικοί από τους σημαντικότερους λόγους που η σεισμική μόνωση έχει επιλεγεί για το σχεδιασμό και τη σεισμική αναβάθμιση νοσοκομείων, εργοστασίων παραγωγής ενέργειας και τηλεπικοινωνιακών κέντρων. Συστήματα σεισμικής μόνωσης επίσης έχουν χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση ιστορικών κτισμάτων γιατί παρέχουν τη δυνατότητα μικρών σχετικά επεμβάσεων στα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

Η χρήση της σεισμικής μόνωσης απαιτεί την εισαγωγή εύκαμπτων εφεδράνων σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο του στατικού συστήματος της κατασκευής, κατά κανόνα κοντά στη θεμελίωση. Τα εφέδρανα χαρακτηρίζονται από μεγάλη ικανότητα πλευρικής παραμόρφωσης, ενώ πολλά από αυτά έχουν επίσης και χαρακτηριστικά αποσβεστήρων. Η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και, ενδεχομένως, του ποσοστού απόσβεσης της κατασκευής. Καθώς τα εφέδρανα έχουν πολύ μεγαλύτερη πλευρική ενδοτικότητα σε σχέση με την κατασκευή, η απαίτηση πλευρικής μετακίνησης λόγω του σεισμού συγκεντρώνεται σε αυτά. Κατά συνέπεια, η απαίτηση σε μετακίνηση στο τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέδρανα μειώνεται σημαντικά. Προκειμένου να συμβεί αυτό πρέπει το τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέδρανα να είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτο από τους μονωτήρες. Επίσης, η σεισμική μόνωση είναι πιο αποδοτική εάν η ανωδομή μπορεί να συμπεριφερθεί ελαστικά για την υπολειπόμενη απαίτηση σε μετακίνηση. Για να επιτευχθούν οι δύο παραπάνω περιορισμοί, η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης απαιτεί συχνά την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα.

Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας αυξάνουν άμεσα την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια και με αυτό τον τρόπο μειώνουν την απαίτηση σε μετακίνηση της κατασκευής. Για την εγκατάσταση των αποσβεστήρων συχνά χρειάζεται πρώτα η τοποθέτηση συνδέσμων σε επιλεγμένα φανώματα του φορέα, πάνω στους οποίους αναρτώνται οι αποσβεστήρες. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας έχουν κατά κανόνα μεγαλύτερο κόστος από τα παραδοσιακά συστήματα αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, αλλά εξασφαλίζουν σημαντικά βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά. Είναι πιο αποδοτικά σε κατασκευές με σημαντική ικανότητα πλευρικής μετακίνησης, όπως πλαισιακοί φορείς, καθώς εάν η κατασκευή είναι σχετικά δύσκαμπτη, οι αποσβεστήρες, η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των οποίων εξαρτάται άμεσα από την αναπτυσσόμενη δύναμη και την

παραμόρφωσή τους, δεν θα μπορέσουν να ενεργοποιηθούν πριν η κατασκευή υποστεί μεγάλες μετακινήσεις. Συνεπώς, τα συστήματα αυτά εφαρμόζονται κυρίως σε πλαισιακούς φορείς.

1.2.2 ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Συνοψίζοντας τα παραπάνω, μπορούμε να ταξινομήσουμε τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

1. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.
2. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδυών σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών.
3. Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

Πρέπει να επισημανθεί ότι συχνά είναι σκόπιμο να εφαρμόζεται ένας συνδυασμός μεθόδων ή επιμέρους τεχνικών ώστε να προκύψει η βέλτιστη οικονομοτεχνικά λύση. Επίσης πρέπει να γίνει κατανοητό ότι πολλές φορές η μέθοδος επέμβασης που επιλέγεται ως καταλληλότερη δεν είναι τεχνικά εφικτή. Για παράδειγμα, το σύνολο σχεδόν των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα που κατασκευάστηκαν στην Ελλάδα έως τα μέσα της δεκαετίας του 1980 δεν πληρούν τις απαιτήσεις πλαστιμότητας των σύγχρονων κανονισμών. Παρόλ' αυτά η αύξηση της πλαστιμότητας σε ένα από τα κτίρια αυτά με προσθήκη μανδυών δημιουργεί την ανάγκη για πρόσθετα στοιχεία δυσκαμψίας και αντοχής, τα οποία όμως ενδέχεται να αυξήσουν

σημαντικά την απαίτηση στη θεμελίωση ή να προκαλέσουν προβλήματα λειτουργικότητας όταν η κατασκευή επανέλθει σε χρήση.

Με βάση τα παραπάνω είναι εύλογο ότι το νομοθετικό πλαίσιο που καθορίζεται από την Πολιτεία για την αποκατάσταση των βλαβών μετά από ένα καταστροφικό σεισμό δεν πρέπει να αποτελεί αντικείμενο αυστηρής επιστημονικής κριτικής, καθώς προσπαθεί να συγκεράσει το ευκαταί με το εφικτό. Με άλλα λόγια, πρόκειται περί πολιτικής απόφασης, με την ευρύτερη σημασία του όρου, που επιχειρεί να πετύχει το βέλτιστο συνδυασμό επιστημονικής γνώσης και οικονομοτεχνικών περιορισμών με στόχο την άμεση αντιμετώπιση του οξύτατου κοινωνικού προβλήματος της ασφαλούς επισκευής των κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες.

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

2.1 ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Διάφορες τεχνικές στρατηγικές ενισχύσης χρησιμοποιούνται σήμερα στην πράξη για την αντισεισμική ενίσχυση μίας κατασκευής. Ειδικότερα όσον αφορά τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, θα διακρίνονται τέσσερις κύριες μέθοδοι επέμβασης, ανάλογα με το είδος των πρόσθετων στοιχείων που χρησιμοποιούνται σε κάθε μέθοδο. Εξάλλου, ένα πλήθος από εναλλακτικές στρατηγικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν στα πλαίσια κάθε μίας από αυτές τις μεθόδους. Οι μέθοδοι αυτές περιγράφονται στη συνέχεια.

2.2.1 ΕΝΦΑΝΤΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

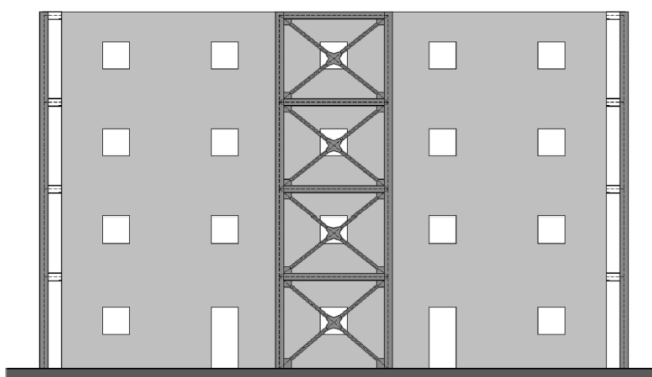


Σχήμα 2.1 Οπλισμός φατνώματος.

Η ενίσχυση της κατασκευής ως σύνολο πραγματοποιείται με την προσθήκη νέων στοιχείων όπως, εμφάντωση πλαισίων με οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευή δικτυωτών μεταλλικών συστημάτων, κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα, προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

Η προσθήκη φατνώματος οπλισμένου σκυροδέματος, αποτελεί μια συχνά χρησιμοποιούμενη και αποτελεσματική μέθοδο για την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Όμως, ακόμα και οι πιο σύγχρονοι κανονισμοί όπως ο **Ευρωκώδικας 8 Μέρος 1-3 (EN1998-1-3)**, δεν αναφέρονται καθόλου στην προσθήκη εμφαντούμενων τοιχωμάτων, ενώ ο Κανονισμός Επεμβάσεων [**Καν.Επε. (2010)**] αναφέρεται στην διαστασιολόγηση αυτών σε όρους δυνάμεων, χωρίς να προσδιορίζει μεθόδους υπολογισμού των χαρακτηριστικών τους παραμορφώσεων [**Στρεπέλιος (2012)**].

2.2.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

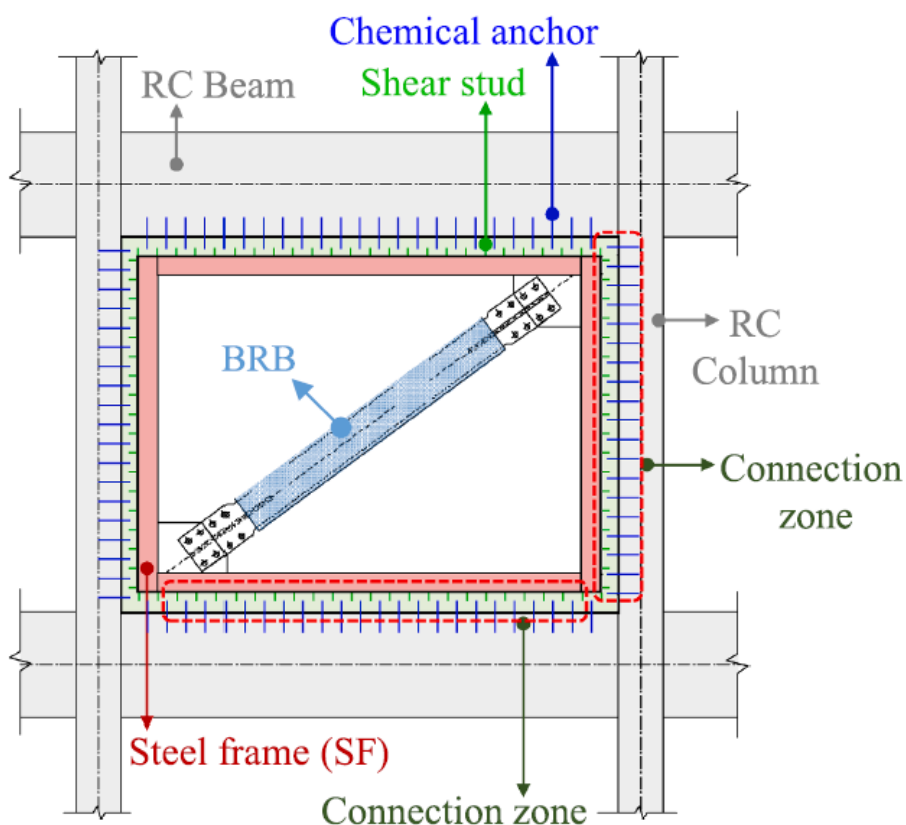


Σχήμα 2.2 Δικτυωτός χιαστί σύνδεσμος [**Formiasano et al (2020)**].

Η προσθήκη νέων μελών αποτελεί μία οικονομική αλλά και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ανάλογα με την αντοχή της υπερκείμενης πλάκας, τα πρόσθετα μέλη μπορούν να τοποθετηθούν είτε μεταξύ των υφιστάμενων δοκών είτε σε επαφή με τις πλευρικές παρειές τους. Το προφανές πλεονέκτημα της τοποθέτησης των μελών στο μεσοδιάστημα μεταξύ των δοκών είναι η μείωση του ανοίγματος της πλάκας στο μισό, οπότε αυτόματα αυξάνεται σημαντικά η φέρουσα ικανότητα τόσο της πλάκας όσο και του συστήματος των δοκών. Από την άλλη μεριά, τοποθετώντας τις νέες δοκούς στις παρειές των υφιστάμενων και εξασφαλίζοντας ότι θα λειτουργήσουν μαζί για την παραλαβή των φορτίων, δημιουργείται μία νέα σύνθετη διατομή με αυξημένη αντοχή σε σχέση με την αρχική.

Συνήθως είναι ευκολότερο και ταχύτερο τα πρόσθετα μέλη να είναι από δομικό χάλυβα αντί για σκυρόδεμα. Η χρήση νέων στοιχείων από δομικό χάλυβα παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα. Αντίθετα η κατασκευή νέων δοκών από σκυρόδεμα απαιτεί κατασκευή ξυλότυπου και υποστύλωση, ενώ η σκυροδέτησή τους είναι δύσκολη λόγω της ύπαρξης της

υφιστάμενης πλάκας. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η αποδοτικότητα των πρόσθετων μεταλλικών δοκών, πρέπει να ικανοποιείται το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στη διεπιφάνεια τους με τις ενισχυόμενες δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 2.3 Ενίσχυση πλαισίου με BRB με SF [Saingam et al (2020)].

Στο Σχήμα 2.2 – 2.3, φαίνεται τα μοντέλα που χρησιμοποιήσαν στην έρευνα τους οι Formiasano et al (2020) και οι Saingam et al (2020). Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι είχαν επιλεγθεί λόγω της υψηλής δυσκαμψίας που παρέχουν στην κατασκευή. Κάνοντάς χρήση της στρατηγικής ενίσχυσης με BRB (Buckling-restrained braces) μπορεί να αυξηθεί σημαντικά η πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής [Saingam et al (2020)]. Η ενίσχυση με BRB

προσομοιάζει σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας (Single-degree-of-freedom ,SDOF) [Sutcu et al (2014)].



Σχήμα 2.4 Όπλιση με χιαστί συνδέσμους.

2.2.3 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΑΝΔΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επιπλέον, η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής. Δεδομένου ότι η ενισχυμένη διατομή είναι σε θέση να παραλάβει μόνο τα πρόσθετα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή, η τεχνική της αύξησης

της διατομής δεν αποτελεί λύση για την περίπτωση που το υποστύλωμα έχει ήδη υπερβεί τη φέρουσα ικανότητά του λόγω των υφιστάμενων φορτίων, εκτός αν της κατασκευής του μανδύα προηγηθεί αποφόρτιση του στοιχείου που πρόκειται να ενισχυθεί. Στο **Σχήμα 2.5** φαίνεται η λεπτομέρεια όπλισης μανδύα στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος.



Σχήμα 2.5 Όπλιση με μανδύα.

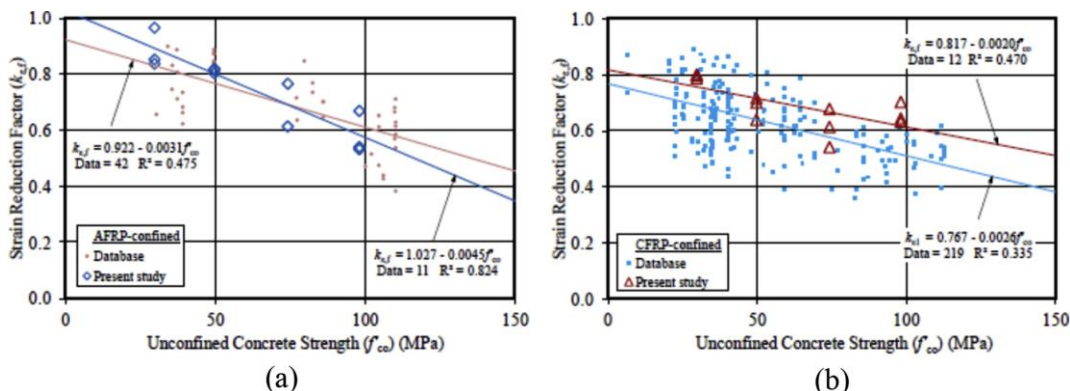
2.2.4. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΜΑΝΔΥΩΝ ΑΠΟ FRP (ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ)

Τα FRP (ινοπλισμένα πολυμερή) είναι σύνθετα υλικά τα οποία δημιουργούνται από μια δέσμη ινών υψηλής αντοχής και μέτρου ελαστικότητας συγκολλημένες σε μια σκληρυμένη μήτρα ρητίνης. Τα σύνθετα ενισχυμένα με ίνες πολυμερές (FRP) προσφέρουν έναν μοναδικό συνδυασμό υψηλής αναλογίας αντοχής / δυσκαμψίας προς βάρος και ευελιξίας στην κατασκευή σε σύγκριση με τα συμβατικά δομικά υλικά [Hadigheh and Gravina (2016), Hadigheh et al (2013)]. Τα σύνθετα FRP μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως εσωτερική ενίσχυση [Zhou et al (2011), Altamas et al (2015)] ή εξωτερικό ενισχυτικό υλικό [Hadigheh et al (2015)].



Σχήμα 2.6 Ενίσχυση με χρήση FRP .

Η μήτρα ρητίνης είναι υλικό πολυμερούς φύσεως ενώ ως ίνες χρησιμοποιούνται κυρίως ίνες γυαλιού (GFRP), αραμιδίου (AFRP) και άνθρακα (CFRP), μεταξύ των οποίων τα GFRP και AFRP είναι ευαίσθητα στο αλκαλικό περιβάλλον εντός σκυροδέματος λόγω της μειωμένης ανθεκτικότητας τους σε αλκαλικό περιβάλλον [Sim et al (2005)], ενώ το CFRP είναι ακόμη πολύ ακριβό για συνήθεις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος [Fan and Zhang (2016), Herwig and Motavalli (2012)]. Πιο πρόσφατα, έχουν εισαχθεί ράβδοι πολυμερούς ενισχυμένου με ίνες βασάλτη (BFRP) για να παρέχουν έναν εναλλακτικό τύπο ενισχυτικού υλικού [Mugahed et al (2018), Al-saadi et al (2018)], το οποίο έχει σχετικά χαμηλότερο κόστος με υψηλή προσβασιμότητα και εξαιρετική αντίσταση σε όξινο περιβάλλον, τη διάβρωση οπλισμού, την υψηλή θερμοκρασία, κύκλους ψύξης - απόψυξης κατάψυξη [Dhahir et al (2018), Wang et al (2017), Yang et al (2018)]. Επιπρόσθετα, το BFRP βρέθηκε να αποδίδει καλύτερα από τα GFRP και AFRP σε αλκαλικό περιβάλλον [Lee et al (2014)]. Ως εκ τούτου, το BFRP έχει θεωρηθεί πολλά υποσχόμενο αντικατάσταση με συμβατικές ράβδους ενίσχυσης FRP.



Σχήμα 2.7 Επίδραση θλιπτικής αντοχής, (α) AFRP (β) CFRP [Lim and Ozbakkloglu (2014)].

Τα FRP μπορεί να έχουν τη μορφή ταινιών, πάνελ, ράβδων, καλωδίων και τενόντων και μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως σπλισμός κάμψης, διάτμησης, για την τοπική ενίσχυση δομικών στοιχείων, για προένταση φορέων, ή και για την εξ' ολοκλήρου μόρφωση δομικών μελών όπως δοκοί και επιφανειακά στοιχεία, π.χ., καταστρώματα γεφυρών. Πρέπει πάντως να επισημανθεί ότι αυτού του είδους οι επεμβάσεις αλλάζουν ριζικά το αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής και γι' αυτό θα πρέπει να αποφασίζονται με σύνεση. Απαιτείται πλέον ένας εξολοκλήρου νέος σχεδιασμός της κατασκευής που πιθανότατα θα απαιτήσει εκτεταμένες επεμβάσεις σε πολλές περιοχές της κατασκευής, όπως π.χ. στη θεμελίωση.

Στην έρευνα τους οι **Lim and Ozbakkloglu (2014)**, κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι όσο μειώνεται η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος φαίνεται να έχει καλύτερη συμπεριφορά στην ενίσχυση με τη χρήση FRP (Σχήμα 2.7).

Συνοψίζοντας τα παραπάνω, θα μπορούσε κανείς, ανάλογα με τον κύριο επιδιωκόμενο στόχο, να ταξινομήσει τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης των κατασκευών ως εξής: α) Αν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα, ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συστημάτων και στην συνέχεια έπεται η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφισταμένων υποστρωμάτων της κατασκευής. β) Αν ο κύριος επιδιωκόμενος στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η κατασκευή μανδυών σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστρωμάτων της κατασκευής, και ακολουθεί η

μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων σε συνέχεια υποστυλωμάτων. γ) Αν ο επιδιωκόμενος στόχος είναι η σύγχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης που ήδη έχουν αναφερθεί και η επιλογή της ειδικότερης τεχνικής θα γίνει λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά.

Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, η λύση πιθανότητα θα πρέπει να συμπεριλαμβάνει και την προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων. Τέλος, πρέπει να επισημανθεί ότι συχνά είναι σκόπιμο να χρησιμοποιηθεί ένας συνδυασμός μεθόδων ή επί μέρους τεχνικών έτσι ώστε να προκύψει η βέλτιστη τεchnοοικονομική λύση.

2.3 ΔΙΑΚΡΙΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής αποτελείται από στοιχεία και φορείς οι οποίοι μπορεί να αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία, αλλά δεν είναι όλοι εξίσου καθοριστικοί για την απόκριση του και την αντοχή/ευστάθεια της σε σεισμικά φορτία. Επίσης, η πιθανή συνεισφορά τους στην αντοχή της κατασκευής να είναι αναξιόπιστη λόγω της χαμηλής αντοχής ή πλαστιμότητας ή δυσκαμψίας τους. Γι' αυτόν τον λόγο πρέπει να γίνεται ένας διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα (ή κύρια) και δευτερεύοντα ανάλογα με τον ρόλο τους στην απόκριση της κατασκευής, προκειμένου κατά την αποτίμησή της η ανεπάρκεια των δευτερευόντων στοιχείων, τα οποία δεν είναι κρίσιμα για την ευστάθεια της σε σεισμικά φορτία, να μην οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η κατασκευή στο σύνολο της είναι ανεπαρκής.

Ο διαχωρισμός πρωτευόντων-δευτερευόντων στοιχείων επιτρέπει και τη διαφοροποίηση των ελέγχων επιτελεστικότητας για κάθε κατηγορία δομικών στοιχείων. Συνεπώς, τα κύρια στοιχεία δεν επιτρέπεται να υποστούν τόσο σημαντικές βλάβες και μετακινήσεις όσο τα δευτερεύοντα και ισχύουν για αυτά αυστηρότερα κριτήρια ελέγχου. Δευτερεύοντα στοιχεία μπορούν να είναι για παράδειγμα δοκοί σχετικά μικρού μήκους που συμβάλουν σε τοιχώματα και δεν έχουν οπλισθεί κατάλληλα, δοκοί με έμμεσες στηρίξεις σε δοκούς και ενίοτε και τα φυτευτά υποστυλώματα (π.χ. σε ρετιρέ). Όπως προαναφέρθηκε, ο έλεγχος επάρκειας του φορέα σε αυτές τις περιπτώσεις μπορεί να γίνει χωρίς αυτά τα στοιχεία. Επίσης, κατά τον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής μπορούν να χρησιμοποιηθούν νέοι φορείς (π.χ. τοιχώματα)

που μπορούν να σχεδιαστούν ώστε να παραλάβουν το σύνολο των σεισμικών δράσεων. Σε αυτήν την περίπτωση ο φορέας της υφιστάμενης κατασκευής μπορεί να θεωρηθεί στο σύνολο του ως δευτερεύων.

2.4 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Πολύ σημαντική διεργασία, στο πλαίσιο μιας μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού μιας κατασκευής, είναι η επαρκής διερεύνηση και τεκμηρίωσή της, προκειμένου να γίνει εφικτή η χρήση όσο το δυνατόν περισσότερο αξιόπιστων δεδομένων. Τα δεδομένα συλλέγονται από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, σχετικές υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες, καθώς και από επί τόπου διερευνήσεις και ελέγχους. Συνοπτικά ακολουθούνται τα παρακάτω στάδια:

- Αποτυπώνεται ο φέρων οργανισμός και οι τοιχοποιίες ώστε να γίνει αποτύπωση της ακριβούς μορφολογίας του δομικού συστήματος, των διαστάσεων και των διατομών των στοιχείων και του είδους και της κατάστασης των δομικών υλικών.
- Συντάσσεται το ιστορικό της κατασκευής όπου καταγράφονται πληροφορίες για τον χρόνο και τις φάσεις κατασκευής, τους ισχύοντες κανονισμούς κατά τον χρόνο ανέγερσης της, μεταγενέστερες επεμβάσεις, αλλαγές χρήσης, βλάβες, φθορές και πιθανό τρόπο αποκατάστασης τους και τον βαθμό που επηρέασαν την κατασκευή.
- Καταγράφονται βλάβες και κακοτεχνίες στα στοιχεία και εξετάζεται η λήψη άμεσων μέτρων ασφαλείας ανάλογα με την έκταση των ζημιών.

Συντάσσεται λογισμικό διερεύνησης των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων (π.χ., θλιπτική αντοχή σκυροδέματος, κατηγορία χάλυβα, κλπ) με έναν ελάχιστο αριθμό επί τόπου ή εργαστηριακών δοκιμών.

Είναι σημαντικό να διερευνηθούν μεταξύ άλλων ο τρόπος δόμησης των τοιχοπληρώσεων, οι λεπτομέρειες όπλισης, η θεμελίωση και το έδαφος θεμελίωσης (οπτική παρατήρηση ή εδαφοτεχνική έρευνα), τα πάχη επιστρώσεων, η γειννίαση με άλλες κατασκευές ή έργα, κλπ.

ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΕΛΕΓΧΩΝ ΚΑΙ ΣΥΛΛΟΓΗΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Για την αξιολόγηση της υφιστάμενης κατάστασης μιας κατασκευής απαιτείται η πραγματοποίηση ελέγχων με βάση τους οποίους: (i) θα καταγραφούν οι βλάβες ώστε να προσδιοριστούν οι αιτίες που τις προκάλεσαν, (ii) θα εντοπιστούν ενδεχόμενες προηγούμενες επεμβάσεις, (iii) θα προσδιοριστούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών δόμησης, (iv) θα προσδιοριστεί ο τρόπος δόμησης των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων, καθώς και η σύνδεσή τους και (iv) θα μετρηθούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα, καθώς και (vi) η απόκρισή του σε επιβαλλόμενη φόρτιση.



Σχήμα 3.1 Κατασκευή Οπλισμένου Σκυροδέματος

Τα στοιχεία αυτά θα χρησιμεύσουν για: (α) την επιλογή των μεθόδων ανάλυσης του φορέα, (β) την επιλογή των συντελεστών ασφαλείας, (γ) τη βαθμονόμηση του προσομοιώματος του φορέα, (δ) την επιλογή των ενδεχόμενων επεμβάσεων για την επισκευή

ή ενίσχυση της κατασκευής, καθώς και (ε) τον έλεγχο της σωστής εφαρμογής των επεμβάσεων στο φορέα.

Η διαδικασία συλλογής στοιχείων περιλαμβάνει το συνδυασμό της οπτικής αξιολόγησης της κατασκευής με κατάλληλες ενόργανες μεθόδους. Έλεγχοι πραγματοποιούνται τόσο στην ανωδομή όσο και στην θεμελίωση και στο έδαφος έδρασης, όπως η αποτύπωση και ο έλεγχος των θεμελίων, καθώς και η λήψη και η εξέταση δειγμάτων του εδάφους. Στην περίπτωση κατά την οποία διαπιστωθεί η ύπαρξη ξύλινων ή μεταλλικών φερόντων στοιχείων, αυτά πρέπει να ελέγχονται με διαδικασίες και ελέγχους που περιγράφονται στη βιβλιογραφία¹.

Η επιλογή των στοιχείων του φορέα που θα διερευνηθούν, καθώς και το πλήθος των ελέγχων που θα πραγματοποιηθούν πρέπει να επαρκούν για την αξιολόγηση της κατάστασης του φορέα.

3.2 ΟΠΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Η διαδικασία συλλογής των στοιχείων ξεκινά πάντα με οπτικό έλεγχο που έχει σκοπό την απόκτηση μιας εποπτικής εικόνας του κτηρίου και των βλαβών που ενδεχομένως εμφανίζει. Στη φάση αυτή συμπεριλαμβάνονται: (α) έλεγχοι της γεωμετρίας του φορέα, (β) έλεγχοι των στοιχείων δόμησης, (γ) έλεγχοι της γεωμετρίας, της θέσης και του είδους των ρωγμών, καθώς και (δ) εντοπισμός ενδεχόμενων προηγούμενων επεμβάσεων.

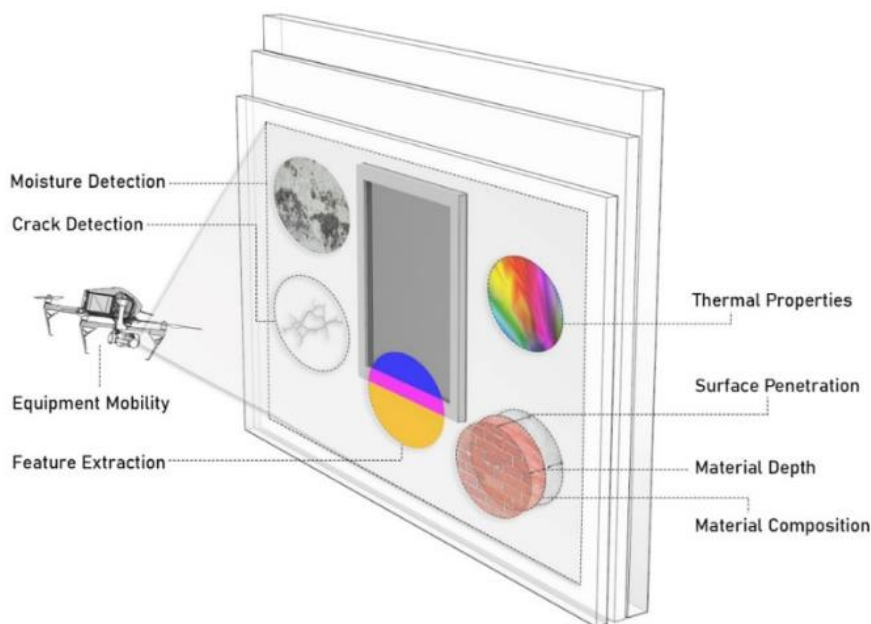
Οι παρατηρήσεις που προκύπτουν από τον οπτικό έλεγχο καταγράφονται σε κατόψεις, όψεις και τομές της κατασκευής.

3.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΙ ΟΡΓΑΝΑ ΣΥΛΛΟΓΗΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΓΝΩΣΗ ΒΛΑΒΩΝ

Υπάρχει μεγάλη ποικιλία ελέγχων και αντίστοιχων οργάνων για τη συλλογή στοιχείων και τη διάγνωση των βλαβών. Διακρίνονται οι ακόλουθες κύριες κατηγορίες ελέγχων: (α) μη καταστροφικοί (Non-destructive testing, NDT) (**Σχήμα 3.2**), (β) ημικαταστροφικοί (Semi-

¹ Ενδεικτικά για ξύλινα στοιχεία μπορεί να γίνει χρήση των μεθόδων και των διαδικασιών που συντάξε η τεχνική επιτροπή της RILEM: Technical committee AST 215 “STAR 215 AST, In-situ assessment of structural timber”.

destructive testing, SDT) και (γ) καθολική φόρτισης. Και οι τρεις αυτές κατηγορίες μπορούν να εφαρμοστούν σε υφιστάμενο φορέα. Σε αυτές πρέπει να προστεθούν και ενόργανοι εργαστηριακοί έλεγχοι, καθώς και η συνεχώς αυξανόμενη σε παγκόσμιο επίπεδο, τάση της ενοργανής παρακολούθησης των κατασκευών.



Σχήμα 3.2 Γραφική απεικόνιση μη καταστροφικών ελέγχων [Masri and Ragha (2020)].

3.3.1 ΜΗ ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

3.3.1.1 ΜΕΤΡΗΣΗ ΕΥΡΟΥΣ ΡΩΓΜΩΝ

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, ο οπτικός έλεγχος μιας κατασκευής περιλαμβάνει την αποτύπωση των βλαβών και την αξιολόγηση της σπουδαιότητάς τους. Η εκτίμηση του εύρους μιας ρωγμής δυσχεραίνεται από το γεγονός ότι τα χείλη των ρωγμών δεν είναι δύο παράλληλες ευθείες από τις οποίες προκύπτει μια μονοσήμαντη μέτρηση της απόστασής τους. Το εύρος της ρωγμής μπορεί να παρουσιάζει έντονες μεταβολές και για το λόγο αυτό συνιστάται η μέτρηση του σε πολλές θέσεις. Για τη μέτρηση του εύρους διατίθενται μεγεθυντικοί φακοί με

ενσωματωμένη μετρητική κλίμακα, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις εφαρμόζεται πρόσθετος τεχνητός φωτισμός. Για τη χρονική εξέλιξη του εύρους των ρωγμών χρησιμοποιούνται ρωγμόμετρα (Σχήμα 3.3).



Σχήμα 3.3 Ρωγμόμετρο για τη μέτρηση εύρους και εξέλιξης της ρωγμής.

Είναι διαθέσιμοι διάφοροι τύποι ρωγμόμετρων ανάλογα με την ακρίβεια και το είδος της μέτρησης που πρέπει να πραγματοποιηθεί, όπως:

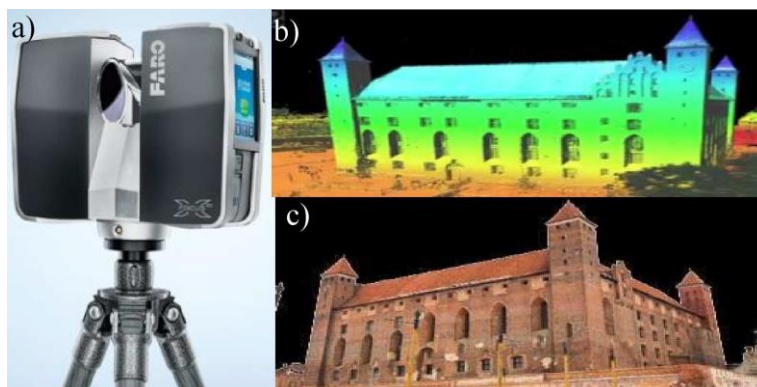
- (α) Γραμμικά για τη μέτρηση κινήσεων σε επίπεδες επιφάνειες,
- (β) Γωνιακά για τη μέτρηση κινήσεων κατακόρυφων στοιχείων είτε μεταξύ τους είτε σε σχέση με τα οριζόντια.

Η μέτρηση του βάθους των ρωγμών μικρού εύρους, πραγματοποιείται με τη χρήση ειδικών οργάνων, η λειτουργία των οποίων βασίζεται στην εκπομπή και μέτρηση υπερήχων στη περιοχή της ρωγμής.

3.3.1.2 ΘΕΡΜΟΓΡΑΦΗΣΗ ΜΕ ΥΠΕΡΥΘΡΗ ΑΚΤΙΝΟΒΟΛΙΑ

Με τη χρήση ειδικού οργάνου (θερμοκάμερα) πραγματοποιούνται θερμογραφήσεις των επιφανειών του φορέα. Διακρίνονται δύο είδη θερμογραφήσεων: (α) παθητική, η οποία πραγματοποιείται στην εξεταζόμενη επιφάνεια μιας κατασκευής (π.χ. τοιχοποιία) υπό τη θερμοκρασία του περιβάλλοντος και παρέχει πληροφορίες σχετικά με τη δόμηση της κατασκευής σε βάθος μερικών εκατοστών και (β) ενεργητική, η οποία προϋποθέτει τη θέρμανσή της επιφάνειάς του φορέα με θερμικούς λαμπτήρες και περιέχει πληροφορίες σχετικά με τη σύσταση της τοιχοποιίας ακόμη και σε βάθος της τάξης των 10 cm. Στην πράξη εφαρμόζεται κατά κανόνα η παθητική μέθοδος.

Η θερμογράφηση [Clark et al (2003)] βασίζεται στη μέτρηση της διαφορετικής θερμικής ακτινοβολίας που εκπέμπουν τα διαφορετικά υλικά που βρίσκονται στην επιφάνεια του φορέα (Σχήμα 3.4).



Σχήμα 3.4 Θερμογράφηση με υπέρυθρη ακτινοβολία.

3.3.1.3 ΜΕΤΡΗΣΗ ΤΑΣΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ

Πραγματοποιείται με τη χρήση ειδικών οργάνων, η λειτουργία των οποίων βασίζεται στη διάδοση των τασικών κυμάτων εντός της τοιχοποιίας όταν στην επιφάνειά της ασκηθεί μια δυναμική φόρτιση (συνήθως κρούση με χρήση ειδικού σφυριού). Με επεξεργασία των καταγραφών που λαμβάνονται από τον αποδέκτη είναι δυνατόν να συλλεγούν στοιχεία σχετικά με: (α) την ύπαρξη κενών ή ρωγμών εντός της τοιχοποιίας και (β) τη διαφοροποίηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της πριν και μετά την επέμβαση (π.χ ομογενοποίηση).

3.3.1.4 ΚΡΟΥΣΙΟΜΕΤΡΗΣΗ

Ο συνηθέστερος μη καταστροφικός έλεγχος είναι η κρουσιμέτρηση. Η μέθοδος βασίζεται στο συσχετισμό της σκληρότητας της επιφάνειας του σκυροδέματος με τη θλιπτική αντοχή του. Με τη μέθοδο αυτή προσδιορίζεται η σκληρότητα της επιφάνειας του σκυροδέματος ανάλογα με το ύψος αναπήδησης του κρουσίμετρου. Η μέτρηση του δείκτη επιφανειακής σκληρότητας του σκυροδέματος έχει μικρότερο ποσοστό σφάλματος για ηλικίες σκυροδέματος μεταξύ 14 ημερών και 3 μηνών. Τα κρουσίμετρα (Σχήμα 3.5) είναι εύκολα στη χρήση και η μέθοδος είναι σχετικά απλή και αξιόπιστη.

Μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι απαιτούνται συχνές βαθμονομήσεις του οργάνου ανάλογα με τον τύπο τσιμέντου που πρόκειται να χρησιμοποιήσουμε, καθώς και την ποιότητα των αδρανών (σκληρά, μαλακά, κτλ.). Επίσης τα αποτελέσματα μπορούν να επηρεαστούν από τις επιφανειακές συνθήκες και τις διαστάσεις του σκυροδέματος. Συνήθως η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων είναι επαρκής μέχρι βάθος 30 mm. Γενικά πάντως συνιστάται η μέθοδος της κρουσιμέτρησης να συνδυάζεται με κάποια άλλη μέθοδο διάγνωσης βλαβών, όπως π.χ. τη μέθοδο της λήψης πυρήνων που αναφέρεται παρακάτω.



Σχήμα 3.5 Κρουσίμετρο.

3.3.1.5 ΧΡΗΣΗ ΥΠΕΡΗΧΩΝ

Η ποιότητα και η ομοιομορφία του σκυροδέματος της κατασκευής μπορεί να εκτιμηθεί με την εκπομπή υπερήχων διαμέσου του σκυροδέματος και τη μέτρηση της ταχύτητάς τους (**Σχήμα 3.6**). Οι μετρούμενες τιμές εξαρτώνται από την υφή της επιφάνειας, την υγρασία και τη θερμοκρασία, το μήκος της διαδρομής, αλλά κυρίως είναι συνάρτηση του οπλισμού, των ενδεχόμενων εσωτερικών ατελειών και ρωγμών του σκυροδέματος, καθώς και της πυκνότητάς του.

Η συσκευή των υπερήχων αποτελείται από μία γεννήτρια παραγωγής υπερηχητικών κυμάτων, από δύο κρυστάλλους που παίζουν το ρόλο του πομπού και του δέκτη και από ένα μετρητή του χρόνου που χρειάζεται ο υπέρηχος για να διανύσει το υπό εξέταση δοκίμιο σκυροδέματος. Προκειμένου να εξασφαλίσουμε ότι τα υπερηχητικά κύματα περνούν στο σύνολό τους μέσα από τη μάζα του σκυροδέματος, συνιστάται να τοποθετείται μεταξύ των κρυστάλλων και του σκυροδέματος μία λιπαντική ουσία, η οποία καλύπτει τις ατέλειες της εξωτερικής επιφάνειας του στοιχείου.



Σχήμα 3.5 Μέθοδος Υπερήχων.

Η μέθοδος των υπερήχων είναι εξαιρετικά δημοφιλής όχι μόνο για τον εντοπισμό ατελειών (ρωγμές, πόροι, κτλ.) [Godinho et al (2013), Dhekne et al (2018)] στη δομή του σκυροδέματος, αλλά επίσης για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής, του μέτρου ελαστικότητας, της σταθεράς του Poisson και της ποιότητας του σκυροδέματος. Επίσης, με τη μέθοδο των υπερήχων μπορούν να μετρηθούν αλλαγές που παρατηρούνται με την πάροδο του χρόνου στις ιδιότητες του σκυροδέματος των κατασκευών.

Στα πλεονεκτήματα της μεθόδου συμπεριλαμβάνονται το χαμηλό κόστος των οργάνων και η ευκολία στη χρήση τους. Στα μειονεκτήματα συγκαταλέγεται το γεγονός ότι η πυκνότητα και οι διαβαθμίσεις στο μέγεθος των αδρανών του σκυροδέματος μπορούν να επηρεάσουν τα αποτελέσματα.

3.3.1.7 ΕΞΟΛΚΕΥΣΗ ΗΛΟΥ

Η μέθοδος χρησιμοποιείται για την επιτόπου μέτρηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Βασίζεται στο συσχετισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος με τη δύναμη που απαιτείται για την εξαγωγή ενός ειδικού μπουλονιού από την επιφάνειά του. Αντί για μπουλόνι μπορεί να χρησιμοποιηθεί κυκλική μεταλλική πλάκα, η οποία συγκολλάται στην επιφάνεια του σκυροδέματος και στη συνέχεια εφελκύεται από ειδικό όργανο έως ότου προκληθεί θραύση του σκυροδέματος (**Σχήμα 3.7**). Εκτός από τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, η οποία προκύπτει με χρήση ειδικών διαγραμμάτων, η μέθοδος

αυτή χρησιμοποιείται επίσης για τον προσδιορισμό της αντοχής της συγκόλλησης διαφόρων επικαλύψεων στο σκυρόδεμα.



Σχήμα 3.7 Όργανο που χρησιμοποιείται για την εξόλκευση ήλου.

Το πλεονέκτημα της μεθόδου του εξολκέα σε σχέση με τη λήψη και εξέταση πυρήνων είναι ότι μπορεί να εκτελεστεί πολύ πιο γρήγορα δίνοντας στις περισσότερες περιπτώσεις ικανοποιητικής ακρίβειας αποτελέσματα.

Παραλλαγή της μεθόδου αυτής είναι η εισαγωγή μεταλλικής ράβδου στο σκυρόδεμα με ειδικό όργανο και ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος από το βάθος διείσδυσης της ράβδου. Σε σύγκριση με τη μέθοδο του εξολκέα είναι φθηνότερη και απλούστερη, αλλά λιγότερο αξιόπιστη

3.3.1.8 ΜΑΓΝΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η δημιουργία μαγνητικού πεδίου από κατάλληλα βαθμονομημένες συσκευές χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της θέσης και της διαμέτρου του σπλισμού με σημείο αναφοράς την επιφάνεια του σκυροδέματος, καθώς επίσης και το πάχος της επικάλυψης του σκυροδέματος (**Σχήμα 3.8**). Διάφοροι τύποι κινητών επαναφορτιζόμενων συσκευών διατίθενται στο εμπόριο. Ανάλογα με τον τύπο τους, τα όργανα αυτά μπορούν να μετρήσουν την επικάλυψη με ένα σφάλμα της τάξης του $\pm 10\%$ για βάθος μέχρι 180 mm.

Αν και τα όργανα που χρησιμοποιούνται για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής είναι πολύ δημοφιλή, κυρίως γιατί είναι φορητά, ανιχνεύουν με ακρίβεια τη θέση της εξωτερικής στρώσης σπλισμού μόνο και, κατά συνέπεια, είναι περισσότερο αποδοτικά για τον εντοπισμό του

οπλισμού πλακών με μία στρώση οπλισμού. Η αξιοπιστία τους μειώνεται στην περίπτωση πλακών οπλισμένων με πλέγμα ή δοκών και υποστρωμάτων με περισσότερες από μία στρώσεις οπλισμού, καθώς και με την αύξηση του πάχους της επικάλυψης. Επίσης, όταν κάποια από τα συστατικά του σκυροδέματος (π.χ. ποζολάνες, άμμος, κτλ.) εμπεριέχουν μαγνητικά στοιχεία, οι μετρούμενες τιμές απαιτούν ειδική βαθμονόμηση.



Σχήμα 3.8 Συσκευή για τον εντοπισμό οπλισμού.

3.3.1.9 ΧΡΗΣΗ ΡΑΝΤΑΡ

Τα ραντάρ τα οποία χρησιμοποιούνται στις διερευνητικές εργασίες κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι διεισδυτικοί ραδιοανιχνευτές οι οποίοι έχουν ευρεία χρήση στο πεδίο των γεωτεχνικών ερευνών. Το σύστημα του ραντάρ αποτελείται από την κεντρική μονάδα και μια κεραία η οποία σύρεται πάνω στην επιφάνεια της εξεταζόμενης τοιχοποιίας και λειτουργεί ως πομπός και δέκτης ηλεκτρομαγνητικού παλμού. Όταν το εκπεμπόμενο κύμα συναντά μια διεπιφάνεια μεταξύ δυο υλικών με διαφορετική διηλεκτρική σταθερά, ένα μέρος του ανακλάται και επιστρέφει στην κεραία και ένα άλλο μέρος συνεχίζει να διαδίδεται σε μεγαλύτερο βάθος στο εσωτερικό της τοιχοποιίας και ανακλάται εν νέου όταν συναντά διεπιφάνειες. Η συχνότητα λειτουργίας της κεραίας επιλέγεται ανάλογα με το βάθος στο οποίο είναι επιθυμητό να γίνει η διερεύνηση. Κάθε επιστρέφον κύμα, το οποίο καταγράφεται από την κεραία, παρέχει πληροφορίες σχετικά με τη γεωμετρία της επιφάνειας ανάκλασης, το χρόνο ανάκλασης και την απόσβεση του κύματος. Τα ανακλώμενα κύματα καταγράφονται σε πραγματικό χρόνο δίνοντας τη δυνατότητα να προσδιοριστούν ασυνέχειες εντός της τοιχοποιίας, καθώς και πληροφορίες σχετικά με τα υλικά δόμησής της.

3.3.2 ΗΜΙΚΑΤΑΣΤΡΟΦΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

3.3.2.1 ΠΥΡΗΝΟΛΗΨΙΑ

Η μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως σε κατασκευές από σκυρόδεμα. Οι πυρήνες σκυροδέματος («καρότα») λαμβάνονται από την κατασκευή με χρήση ειδικού διατρητικού μηχανήματος (πυρηνολήπτη). Χρησιμοποιούνται πυρηνολήπτες με διαμέτρους 50 mm, 80 mm, 100 mm και 150 mm, αλλά σε κάθε περίπτωση τριπλάσια του μεγέθους του μεγίστου αδρανούς που χρησιμοποιήθηκε για την παρασκευή του εξεταζόμενου σκυροδέματος. Όσον αφορά στην τιμή του λόγου του ύψους προς τη διάμετρο του πυρήνα, αυτή μπορεί να κυμαίνεται από 0.95 έως 2.0, με τις μικρότερες τιμές να αντιστοιχούν στην περίπτωση λήψης πυρήνων από πλάκες. Επίσης, η ελάχιστη απόσταση των πυρήνων από τις ακμές του εξεταζόμενου στοιχείου πρέπει να είναι 8 cm.

Μετά τη λήψη τους, οι κυλινδρικοί πυρήνες υποβάλλονται σε εργαστηριακούς ελέγχους για τον προσδιορισμό διαφόρων ιδιοτήτων του σκυροδέματος, συμπεριλαμβανομένης της θλιπτικής του αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας. Ο ελάχιστος αριθμός πυρήνων που συνήθως απαιτούνται για έλεγχο της θλιπτικής αντοχής είναι τρεις, ενώ μπορεί να φθάσει και τους δώδεκα σε περίπτωση επανελέγχου. Οι αμερικανικές οδηγίες **ATC 40 (1996)** συνιστούν τη λήψη δύο πυρήνων ανά όροφο και όκτω πυρήνων κατ' ελάχιστο ανά κτίριο, εκτός εάν τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζουν σημαντική διασπορά, οπότε απαιτείται η λήψη επιπλέον δοκιμίων.

Κατά κανόνα η λήψη πυρήνων συνοδεύεται από αποκάλυψη του οπλισμού, μέρος του οποίου μπορεί στη συνέχεια να απομακρυνθεί για μέτρηση των ιδιοτήτων του. Στην περίπτωση που ο πυρήνας περιέχει ράβδο οπλισμού συνιστάται να μην ελέγχεται σε θλίψη, γιατί η ράβδος προκαλεί μείωση της αντοχής του σκυροδέματος. Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν σημαντικά τα αποτελέσματα της πυρηνοληψίας είναι η θέση του πυρήνα καθ' ύψος του δοκιμίου, καθώς και η διεύθυνση κοπής των πυρήνων ως προς τη διεύθυνση σκυροδέτησης των εξεταζόμενων δομικών στοιχείων.



Σχήμα 3.9 Σύστημα λήψης πυρήνων σκυροδέματος.

3.3.3 ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΧΗΜΙΚΟΙ ΈΛΕΓΧΟΙ

Οι επιτόπου χημικοί έλεγχοι σχετίζονται κυρίως με τη διάρκεια ζωής του σκυροδέματος. Ενδεικτικά αναφέρονται οι ακόλουθοι:

1. Έλεγχος του βάθους ενανθράκωσης: Η επιφανειακή ενανθράκωση του σκυροδέματος έχει ως αποτέλεσμα την απώλεια της αλκαλικής προστασίας της επικάλυψης σε διάβρωση. Το διοξείδιο του άνθρακα της ατμόσφαιρας αντιδρά με τα ενυδατωμένα συστατικά του τσιμέντου προκαλώντας μείωση του pH και της αλκαλικότητας του σκυροδέματος. Αυτή η διαδικασία είναι γνωστή ως ενανθράκωση. Το βάθος της ενανθράκωσης μετριέται με εφαρμογή στην επιφάνεια του σκυροδέματος διαλύματος φαινολοφθαλείνης. Το χρώμα του σκυροδέματος μεταβάλλεται σε βιολετί όταν η τιμή του pH είναι μεγαλύτερη από 9.5. Το χρώμα της επιφάνειας του σκυροδέματος μετά τον ψεκασμό συγκρίνεται με κατηγοριοποιημένα αποτελέσματα ελέγχων που υποδεικνύουν τις περιοχές σοβαρής ενανθράκωσης. Στις περιοχές αυξημένης οξύτητας, το pH μειώνεται κάτω από εννέα και το σκυροδέμα δεν αλλάζει χρώμα.

2. Έλεγχος χλωριόντων: Ο έλεγχος περιλαμβάνει ανάλυση δείγματος σκυροδέματος για τον προσδιορισμό της ποσότητας των χλωριόντων. Η παρουσία υδατοδιαλυτών χλωριόντων πέρα από ένα συγκεκριμένο όριο στο σκυρόδεμα (0.20% ανά μονάδα βάρους χλωριόντος σε μείγμα σκυροδέματος) θεωρείται σοβαρή ένδειξη διάβρωσης για κατασκευές από σκυρόδεμα. Η μέθοδος είναι γρήγορη και χαμηλού κόστους. Παρόλ' αυτά η εφαρμογή της σε κατασκευές είναι σχετικά πρόσφατη.

3.3.4 ΈΛΕΓΧΟΙ ΚΑΘΟΛΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Εφαρμόζονται συνήθως σε φορείς ή σε τμήματα φορέων όταν: (i) δεν υπάρχουν στοιχεία σχετικά με την κατασκευή τους (δόμηση, όπλιση, λεπτομέρειες στήριξης), (ii) η συλλογή των κατασκευαστικών στοιχείων τους είναι ιδιαίτερα δύσκολη, (iii) ο αναλυτικός υπολογισμός της απόκρισης του φορέα είναι ιδιαίτερα δύσκολος, (iv) κρίνεται απαραίτητη η βαθμονόμηση αναλυτικών προσομοιωμάτων, (v) επιδιώκεται ο εντοπισμός της θέσης και της έκτασης ενδεχόμενων επεμβάσεων και (vi) επιδιώκεται αποτίμηση της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων. Οι συνηθέστερες μέθοδοι καθολικής φόρτισης είναι:

(α) Στατική φόρτιση: Παράδειγμα εφαρμογής της μεθόδου αποτελεί η τοποθέτηση φορτίου γνωστού βάρους στο φορέα και η μέτρηση των παραμορφώσεων με σκοπό τον υπολογισμό της δυσμαμψίας του και τη μελέτη της συμπεροφοράς του.

(β) Μετρήσεις μικροδονήσεων: Όλες οι κατασκευές και το έδαφος υφίστανται ταλαντώσεις μικρού (ανεπαίσθητου) εύρους που προκαλούνται από περιβαλλοντικές φορτίσεις, όπως ο άνεμος, η κυκλοφορία των οχημάτων και γενικά δονήσεις που προέρχονται από τη δραστηριότητα του ανθρώπου. Οι μικροδονήσεις αυτές ονομάζονται περιβαλλοντικές, είναι μικρού πλάτους, χαρακτηρίζονται από μεγάλο εύρους πεδίο συχνοτήτων του φάσματος διέγερσης και μπορούν να διεγείρουν πολλές ιδιομορφές του φορέα.

Οι μετρήσεις μικροδονήσεων πραγματοποιούνται με στόχο τον προσδιορισμό των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών μιας κατασκευής. Τα στοιχεία αυτά μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να:

- (i) Να βαθμονομηθεί το προσομοίωμα του φορέα
- (ii) Να προσδιοριστεί η έκταση αλλά ακόμη και η θέση βλαβών

(iii) Να αποτιμηθεί η αποτελεσματικότητα των επεμβάσεων

3.4 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΙ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Ανάλογα με την ποσότητα και την ποιότητα των πληροφοριών που συλλέγονται και οι οποίες εκφράζονται μέσω των αντίστοιχων επιπέδων γνώσης ΣΑΔ (Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων), ο κανονισμός καθορίζει ποια μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για ανάλυση του φορέα, καθώς και για την επιλογή των συντελεστών ασφαλείας.

3.4.1 ΕΠΙΠΕΔΑ ΓΝΩΣΗΣ

Οι πληροφορίες που συλλέγονται κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες γνώσης:

(α) Γεωμετρία: Αναφέρονται στις γεωμετρικές ιδιότητες του δομικού συστήματος.

(β) Κατασκευαστικές λεπτομέρειες: Περιγράφουν τα υλικά, τους τρόπους δόμησης και τις συνδέσεις μεταξύ των στοιχείων της κατασκευής, τις συνδέσεις των πατωμάτων και των στεγών με τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.

(γ) Υλικά: Αναφέρονται στις μηχανικές ιδιότητες των υλικών της κατασκευής.

Αν και η φιλοσοφία, η διαδικασία συλλογής των πληροφοριών, καθώς και η αξιοποίησή τους είναι ουσιαστικά κοινή, διαπιστώνονται ορισμένες διαφοροποιήσεις μεταξύ των υπό ανάπτυξη κανονιστικών κειμένων του σχεδίου για τον αναθεωρημένο EC8.

3.4.1.1 ΣΧΕΔΙΟ ΝΕΟΥ ΑΝΑΘΕΩΡΗΜΕΝΟΥ EC8

Η ποσότητα και η ποιότητα των πληροφοριών που συλλέγονται σε κάθε κατηγορία εκφράζονται σε τρεις διαφορετικές κατηγορίες γνώσης ή στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ²), ως ακολούθως:

(α) ΣΑΔΓ: η ΣΑΔ της Γεωμετρίας.

(β) ΣΑΔΚΛ: Η ΣΑΔ των Κατασκευαστικών Λεπτομερειών.

(γ) ΣΑΔΥ: Η ΣΑΔ των ιδιοτήτων των Υλικών.

² Οι συμβολισμοί έχουν οριστεί με βάση το σχέδιο του νέου αναθεωρημένου EC3-8

Ανάλογα με την ποιότητα και την ποσότητα των πληροφοριών που συλλέγονται για κάθε κατηγορία, καθορίζονται τρεις στάθμες ΣΑΔ:

- (α) Ανεκτή (ΣΑΔ1),
- (β) Ικανοποιητική (ΣΑΔ2) και
- (γ) Υψηλή (ΣΑΔ3)

Επισημαίνεται ότι η ΣΑΔ για κάθε κατηγορία γνώσης μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές περιοχές της κατασκευής και τύπο δομικού στοιχείου της κατασκευής.

3.4.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

Για κάθε τύπο δομικού στοιχείου και περιοχή της κατασκευής, θα πρέπει να καθοριστεί το επίπεδο της Γεωμετρίας ΣΑΔΓ που έχει επιτευχθεί βάσει των συλλεγόμενων πληροφοριών, σύμφωνα με τον **Πίνακα 3.1**.

Πίνακας 3.1 Επίπεδο γνώσης της γεωμετρίας ΣΑΔΓ συναρτήσει των συλλεγόμενων πληροφοριών

Αυθεντικά έγγραφα σχεδιασμού (συνοπτικά ή λεπτομερή αρχικά σχέδια)	Έρευνα*		
	Π	Ε	Ο
Μη διαθέσιμα	ΣΑΔΓ1	ΣΑΔΓ2	ΣΑΔΓ3
Ελλιπώς διαθέσιμα	ΣΑΔΓ2	ΣΑΔΓ3	
Πλήρως διαθέσιμα	ΣΑΔΓ3		

*Π: περιορισμένη, Ε: εκτεταμένη, Ο: ολοκληρωμένη

Στην κατηγοριοποίηση του **Πίνακα 3.1**, η διαθεσιμότητα επαρκών κατασκευαστικών σχεδίων αναβαθμίζει τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και περιορίζει την έκταση της έρευνας.

(α) Η ΣΑΔΓ1 επιτυγχάνεται από μια περιορισμένη έρευνα, η οποία συμπληρώνεται από αξιόπιστες παραδοχές βασισμένες στη συμμετρία, την ομοιομορφία του φορέα, κτλ.

(β) Η ΣΑΔΓ2 επιτυγχάνεται από εκτεταμένη έρευνα.

(γ) Η ΣΑΔΓ3 επιτυγχάνεται από μια ολοκληρωμένη έρευνα.

Εάν οι διαφορές μεταξύ των δομικών σχεδίων και των αποτελεσμάτων της έρευνας είναι σημαντικές, θα πρέπει να διενεργηθεί μια εκτενέστερη έρευνα των διαστάσεων (π.χ. από

περιορισμένη σε εκτεταμένη) ή θα πρέπει να θεωρηθεί ότι έχει επιτευχθεί χαμηλότερο επίπεδο ΣΑΔΓ.

Εάν πραγματοποιηθεί προκαταρκτική ανάλυση, περαιτέρω έρευνες σχετικά με τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τις ιδιότητες των υλικών ενδέχεται να περιορίζονται ή να επικεντρώνονται κυρίως στα διαπιστωμένα κρίσιμα τμήματα της κατασκευής.

3.4.3 ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Μόλις ολοκληρωθεί η διερεύνηση της γεωμετρίας της κατασκευής, μπορεί να πραγματοποιηθεί προκαταρκτική ανάλυση για τον προσδιορισμό των κρίσιμων στοιχείων της κατασκευής.

Πίνακας 3.2 Επίπεδο γνώσης των κατασκευαστικών λεπτομερειών ΣΑΔΛ συναρτήσει των συλλεγόμενων πληροφοριών

Αυθεντικά έγγραφα σχεδιασμού (συνοπτικά ή λεπτομερή αρχικά σχέδια)	Έρευνα*		
	Π	Ε	Ο
Μη διαθέσιμα	ΣΑΔΚΛ1	ΣΑΔΚΛ2	ΣΑΔΚΛ3
Ελλιπώς διαθέσιμα	ΣΑΔΚΛ2	ΣΑΔΚΛ3	
Πλήρως διαθέσιμα	ΣΑΔΚΛ3		

*Π: περιορισμένη, Ε: εκτεταμένη, Ο: ολοκληρωμένη

Όπως για τη διαδικασία συλλογής των γεωμετρικών στοιχείων της κατασκευής, για κάθε τύπο στοιχείου και περιοχή της κατασκευής, θα πρέπει να καθοριστεί το επίπεδο γνώσης των κατασκευαστικών λεπτομερειών ΣΑΔΚΛ που επιτυγχάνεται με βάση τις πληροφορίες που συλλέγονται σύμφωνα με τον **Πίνακα 3.2**.

Οι ορισμοί και οι παρατηρήσεις που διατυπώθηκαν για τη ΣΑΔΓ ισχύουν αντίστοιχα και για τη ΣΑΔΚΛ.

3.4.4 ΥΛΙΚΑ

Το επίπεδο γνώσης σχετικά με τις ιδιότητες των υλικών θα πρέπει να ταξινομείται σύμφωνα με τις ακόλουθες κατηγορίες:

(α) ΣΑΔΥ1 (ελάχιστη γνώση) επιτυγχάνεται όταν δεν υπάρχουν άμεσες πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες των δομικών υλικών, ούτε από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού, ούτε από τις αρχικές αναφορές δοκιμών. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να υιοθετούνται προκαθορισμένες τιμές σύμφωνα με τα πρότυπα που ίσχυσαν κατά την εποχή της κατασκευής, συνοδευόμενες από περιορισμένες επιτόπιες δοκιμές στα πιο κρίσιμα δομικά στοιχεία.

(β) ΣΑΔΥ2 (Μέση γνώση) επιτυγχάνεται όταν διατίθενται πληροφορίες σχετικά με τις μηχανικές ιδιότητες των δομικών υλικών, είτε: (i) από εκτεταμένες επιτόπιες δοκιμές, είτε (ii) από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού που συμπληρώνονται από περιορισμένους επιτόπιους ελέγχους.

(γ) ΣΑΔΥ3 (Υψηλή γνώση) επιτυγχάνεται όταν είναι διαθέσιμες πληροφορίες σχετικά με τις μηχανικές ιδιότητες των δομικών υλικών, είτε: (i) από διεξοδικές επιτόπιες δοκιμές, είτε (ii) από τις αρχικές εκθέσεις δοκιμών, που συμπληρώνονται από περιορισμένους επιτόπιους ελέγχους, είτε (iii) από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού, που συμπληρώνονται από εκτεταμένες επιτόπιες δοκιμές.

3.4.5 ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ ΤΩΝ Σ.Α.Δ. ΣΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΣΤΟΝ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟ

Ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων γεωμετρίας (ΣΑΔΓ), κατασκευαστικών λεπτομερειών (ΣΑΔΚΛ) και ιδιοτήτων υλικών (ΣΑΔΥ) ορίζονται:

- (i) Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας γ_{Rd} οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τη μεταβλητότητα των ιδιοτήτων των υλικών και τη σχετική αβεβαιότητα της εκτίμησης που βασίζεται σε περιορισμένο πλήθος δοκιμών.
- (ii) Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας γ_{Rd} οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη την αβεβαιότητα στον υπολογισμό της οριακής παραμόρφωσης των κύριων δομικών μελών (εξαρτώνται κυρίως από τη ΣΑΔΓ).

(iii) Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας γ_{Rd} οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη την αβεβαιότητα που σχετίζεται με την αντοχή (σε όρους δυνάμεων) και χρησιμοποιούνται για την πραγματοποίηση ανάλυσης, καθώς και της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.

(iv) Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας γ_{Rd} οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη την αβεβαιότητα στον περιορισμό της αντοχής και της παραμόρφωσης σε εκτός επιπέδου φόρτιση.

3.5 ΕΝΟΡΓΑΝΗ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Η ενόργανη παρακολούθηση αναδεικνύεται ολοένα και περισσότερο ως μια ιδιαίτερα χρήσιμη διαδικασία για τη λήψη αποφάσεων όσον αφορά την πραγματοποίηση επεμβάσεων, συνήθως, σε σημαντικές κατασκευές, όπως σε διατηρητέας κτίρια και μνημεία.

Η ενόργανη παρακολούθηση αποτελεί μια διαδικασία μέτρησης και αξιολόγησης της απόκρισης μιας κατασκευής, εκτάκτως ή σε μόνιμη βάση ή ανά τακτά χρονικά διαστήματα, με σκοπό την εξαγωγή συμπερασμάτων που αφορούν τη δομική της κατάσταση και τη συμπεριφορά της σε στατικά, δυναμικά και σεισμικά φορτία.

Η αποτελεσματικότητα ενός συστήματος ενόργανης παρακολούθησης αξιολογείται από την ικανότητα του να διακρίνει μεταξύ των διαφόρων μετρήσεων της απόκρισης του φορέα εκείνες που είναι σημαντικές και να παραβλέπει όσες δεν αφορούν τη δομική ακεραιότητα της κατασκευής το οποίο παρακολουθείται.

Ένα σύστημα ενόργανης παρακολούθησης παρέχει τη δυνατότητα:

(i) αυξημένης γνώσης της υφιστάμενης κατάστασης της κατασκευής, ώστε αφενός να αξιολογηθεί η ανάγκη λήψης σωστικών μέτρων και αφετέρου να αποτραπούν περιττές επεμβάσεις,

(ii) επαλήθευσης της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων που έχουν εφαρμοστεί. Αυτός ο στόχος επιτυγχάνεται με την παρακολούθηση της κατασκευής πριν, κατά τη διάρκεια και μετά την εφαρμογή των επεμβάσεων,

(iii) διαχείρισης των κατασκευών οι οποίες έχουν υποστεί βλάβες μετά από σημαντικό γεγονός (σεισμό, πυρκαγιά, πλημμυρά, κ.λπ.). Στην περίπτωση αυτή

ελέγχεται η εξέλιξη των βλαβών και επαληθεύεται η αποτελεσματικότητα των προσωρινών μέτρων μέχρι να πραγματοποιηθούν οι αναγκαίες επεμβάσεις στο φορέα.

Στις δύο πρώτες περιπτώσεις τοποθετούνται στο φορέα, σε μόνιμη βάση ή τουλάχιστον για μεγάλο χρονικό διάστημα, όργανα παρακολούθησης. Στη Τρίτη περίπτωση η τοποθέτηση των οργάνων είναι συνήθως προσωρινή (έκταση παρακολούθησης).

Σε ένα σύστημα μόνιμης ή έκτακτης παρακολούθησης πρέπει να συνδυάζονται όργανα τα οποία πραγματοποιούν μετρήσεις τόσο τοπικά, όπως ρωγμόμετρα και αισθητήρες με οπτικές ίνες, όσο και στο σύνολο της κατασκευής, όπως επιταχυνσιογράφοι. Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν τα όργανα μέτρησης των μικροδονήσεων με τις οποίες μετρώνται κατά κανόνα ιδιομορφικές παράμετροι.

Οι μετρήσεις των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών του συνόλου της κατασκευής είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικές για σχετικά εύκαμπτες κατασκευές (π.χ. πολυώροφα κτίρια, πύργοι, θολωτές δομές, τρούλοι), ενώ σε ογκώδεις ή δύσκαμπτες κατασκευές παρουσιάζουν σημαντικές δυσκολίες. Οι δυσκολίες οφείλονται στο γεγονός ότι: (α) πολλές ιδιοπερίοδοι, αντιπροσωπευτικές τοπικών μορφών ταλάντωσης, έχουν παραπλήσιες συχνότητες και (β) η απόκριση επηρεάζεται σημαντικά την εγγενή μη γραμμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας. Στην περίπτωση αυτή απαιτείται η χρήση και ενός δικτύου οργάνων για μετρήσεις σε επιμέρους στοιχεία του φορέα.

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών που εφαρμόζεται διεθνώς και περιγράφεται στους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς (π.χ. EC8, ΕΑΚ) βασίζεται στη μέθοδο των δυνάμεων (force-based design), η οποία, όπως προκύπτει και από την ονομασία της, βασίζεται στις δυνάμεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή κατά τη διάρκεια του σεισμού. Ο σεισμός είναι μία δυναμική φόρτιση των κατασκευών, η οποία όμως συμβαίνει σπάνια και διαρκεί λίγα μόνο δευτερόλεπτα. Ειδικότερα ο σεισμός σχεδιασμού, για τον οποίο σχεδιάζονται οι κατασκευές, είναι ένα φαινόμενο που συμβαίνει κατά μέσον όρο κάθε 500 περίπου χρόνια για συνήθεις κατασκευές (κτίρια κατοικιών και γραφείων) και ακόμη πιο σπάνια (έως και 2000 χρόνια) για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Αυτό σημαίνει ότι η πιθανότητα να συμβεί αυτός ο σεισμός στη διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι μικρή. Συγκεκριμένα, για συνήθεις κατασκευές με διάρκεια ζωής 50 έτη η πιθανότητα να συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι μόλις 10%, ενώ για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας ο αντίστοιχος σεισμός σχεδιασμού έχει ακόμη μικρότερη πιθανότητα να συμβεί. Οι συνήθεις κατασκευές πολιτικού μηχανικού, και ιδιαίτερα αυτές από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα, έχουν την ικανότητα να διατηρούν την αντοχή τους για σημαντικά μεγάλες οριζόντιες παραμορφώσεις, όπως αυτές που προκαλούνται κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών, που αντιστοιχούν σε μετακινήσεις αρκετά μετά τη διαρροή τους. Επίσης, παρότι η δυσκαμψία τους μειώνεται σημαντικά (σχεδόν μηδενίζεται) κατά τη διάρκεια που οι κατασκευές αποκρίνονται στην πλαστική περιοχή, κατά την αποφόρτιση το σύστημα ανακτά τη δυσκαμψία του. Η σεισμική φόρτιση διαρκεί λίγα μόνο δευτερόλεπτα, κατά τη διάρκεια των οποίων συμβαίνουν πολλαπλοί μετασεισμοί [Ruiz- Garcia (2012)]. Εφόσον, η σεισμική δόνηση για την οποία γίνεται η μελέτη μιας κατασκευής έχει μικρή πιθανότητα να συμβεί κατά τη διάρκεια της ζωής της, θα ήταν αντιοικονομικό να σχεδιαστεί έτσι ώστε να μην πάθει καμία ζημιά (δηλαδή να συμπεριφερθεί ελαστικά) όταν συμβεί αυτός ο σεισμός και να μην εκμεταλλευτεί η ικανότητά της να μπορεί να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή χωρίς να χάνει την αντοχή και την δυσκαμψία της. Με άλλα λόγια, είναι περισσότερο οικονομικό η κατασκευή να πάθει κάποιες

μικρές ζημιές εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, οι οποίες θα επισκευαστούν μετά το σεισμό, παρά να κατασκευαστεί εξ αρχής τόσο ισχυρή ώστε να μπορεί να ανταπεξέλθει σε αυτό το σεισμό χωρίς καθόλου ζημιές. Φυσικά, πρέπει να ληφθούν κατάλληλα μέτρα ώστε οι ζημιές να είναι ελεγχόμενες και επισκευάσιμες.

Αυτή η φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, η οποία έχει υιοθετηθεί από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, διέπεται από τις παρακάτω βασικές αρχές:

- Σε μικρούς σεισμούς, η κατασκευή πρέπει να μην υποστεί ζημιές (ελαστική συμπεριφορά).
- Σε μεγάλους σεισμούς με μικρή πιθανότητα να συμβούν στη χρήσιμη ζωή του έργου, η κατασκευή επιτρέπεται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή και επομένως να υποστεί ζημιές. Οι ζημιές αυτές πρέπει να είναι περιορισμένης έκτασης και επιδιορθώσιμες.
- Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα υπάρξει κανένας κίνδυνος κατάρρευσης. Για το λόγο αυτό πρέπει να αποκλειστούν μορφές αστοχίας που εγκυμονούν κίνδυνο κατάρρευσης, όπως ο σχηματισμός μαλακού ορόφου (μηχανισμός κατάρρευσης) και ψαθυρές μορφές αστοχίας (π.χ. διατμητική αστοχία).

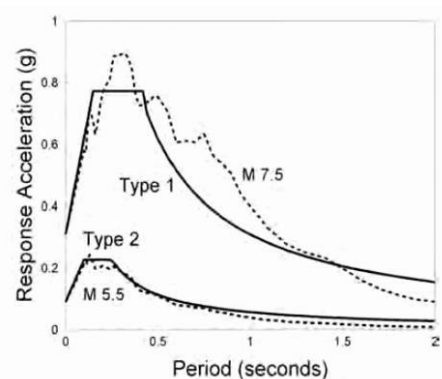
4.2 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Όπως και στον ΕΑΚ οι σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού καθορίζονται στον EC8, από την μέγιστη επιτάχυνση απόκρισης της κατασκευής, υπό τον σεισμό σχεδιασμού, ο οποίος αναπαρίσταται με το φάσμα επιταχύνσεων της κατασκευής. Το σημείο εκκίνησης είναι ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης, το οποίο εν συνεχεία μειώνεται με συντελεστές που λαμβάνουν υπ' όψιν την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων. Το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5%, με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς q . Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δυο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Σύμφωνα με τον EC8, προβλέπονται δύο διαφορετικά φάσματα σχεδιασμού, ένα για περιοχές υψηλότερης σεισμικότητας της νότιας Ευρώπης (Type 1) και το άλλο για υιοθέτηση

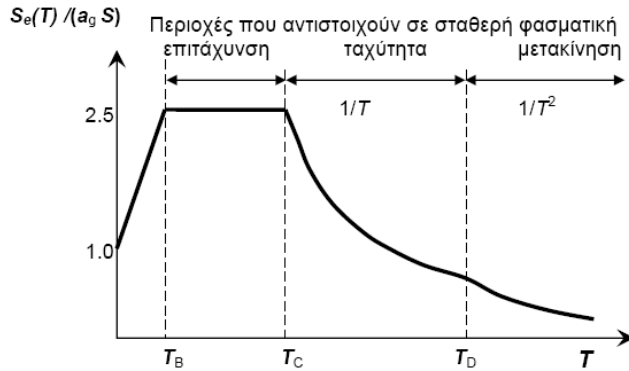
σε περιοχές χαμηλότερης σεισμικότητας της κεντρικής και βόρειας Ευρώπης (Type 2). Εν προκειμένω, το φάσμα τύπου 1 αναφέρεται σε μεγέθη σεισμού κοντά στο 7 ενώ το φάσμα τύπου 2 είναι κατάλληλο για σεισμούς μεγέθους μέχρι 5.5.

Στο επόμενο σχήμα δίνονται οι μέσες φασματικές τεταγμένες από τις εξισώσεις πρόβλεψης της κίνησης του Ευρωπαϊκού εδάφους των **Ambraseys et al (1996)** για θέσεις βράχου σε απόσταση 10 km από μικρού και μεγάλου μεγέθους σεισμούς, σε σύγκριση με το φάσμα Τύπου 1 και Τύπου 2 για βράχο του EC8, βασισμένου στις μέσες τιμές προβλέψεων μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους (PGA).



Σχήμα 4.1 Μέσες φασματικές τεταγμένες κατά Ambraseys σε σύγκριση με του EC8 [Elghazouli (2010)].

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται σχηματικά παρακάτω. Περιλαμβάνει μια περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T_B και T_C με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g S$, (όπως στον ΕΑΚ 2000 μεταξύ των περιόδων T_1 και T_2) που ακολουθείται από μια περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μια περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1 με τις τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων και του συντελεστή εδάφους S που δίνονται στον **Πίνακα 4.4**.



Σχήμα 4.2 Ελαστικό φάσμα EC στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5% [Fardis (2009)].

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό με απόσβεση 5% με διαίρεση δια του q . Κατ' εξαίρεση, ο ανερχόμενος κλάδος για ιδιοπεριόδους T μέχρι $T \leq T_B$ προκύπτει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ: (α) της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης S_{ag} , δια συντελεστή ίσου με 1.5 για $T=0$ και (β) της σταθερής επιτάχυνσης σχεδιασμού $2.5a_g/q$ για $T=T_B$. Επιπλέον, τίθεται ένα κάτω όριο στη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ίσο με 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο, a_g . [Fardis (2009)]. Παρακάτω δίνονται οι σχέσεις οι οποίες περιγράφουν το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού [EC8 § 3.2.2.5(4)]:

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (3.2)$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot n \cdot \frac{2.5}{q} \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (3.3)$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot n \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot \alpha_g \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (3.4)$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot n \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot \alpha_g \quad T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (3.5)$$

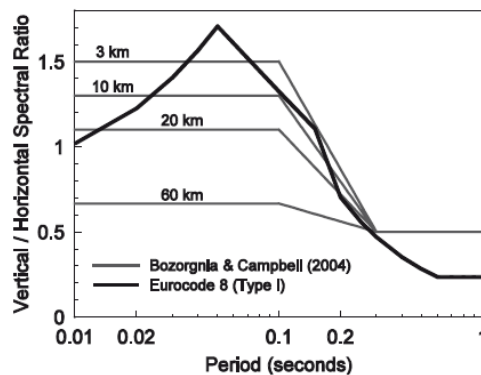
Όπου,

T : η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος

- a_g : η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του εδάφους σε εδάφη τύπουΑ ($a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$)
- T_B : το κάτω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων
- T_C : το άνω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων
- T_D : η τιμή που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης
- S : ο συντελεστής εδάφους
- η : ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης με τιμή αναφοράς $\eta=1$ για ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%
- q : ο συντελεστής συμπεριφοράς
- β : το κάτω όριο για τη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού (προτείνεται η τιμή $\beta=0.2$)

Σε σύγκριση με τον ΕΑΚ 2000, επισημαίνεται η μείωση των φασματικών επιταχύνσεων με την περίοδο σε συνάρτηση του $1/T$ για $T_B \leq T \leq T_D$ και του $1/T_2$ για $T \geq T_D$, αντί του $1/T^{2/3}$, και το χαμηλότερο κάτω όριο ($0.2a_g$, αντί $0.25a_g$).

4.3 ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ



Σχήμα 4.3 Λόγος κατακόρυφης προς οριζόντιας συνιστώσας για την περίπτωση μαλακών εδαφών σύμφωνα με τον EC8 και πραγματικές καταγραφές [Bozorgnia και Campbell (2003)].

Η σπουδαιότητα της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού σε όρους απαίτησης από τις κατασκευές είναι ένα ζήτημα ακόμη υπό συζήτηση αλλά υπάρχουν συγκεκριμένοι τύποι κατασκευών ή κατασκευαστικών στοιχείων, όπως οι δοκοί πρόβολοι, για τα οποία ηκ

ατακόρυφη φόρτιση θα μπορούσε να είναι σημαντική. Πολλοί αντισεισμικοί κανονισμοί δεν προβλέπουν κατακόρυφο φάσμα (ελαστικό ή σχεδιασμού) και αυτοί που παρέχουν γενικά το καθορίζουν ως συνάρτηση του οριζόντιου φάσματος, συνήθως με τεταγμένες μειωμένες κατά ένα τρίτο. Μετρήσεις σεισμικών επιταχύνσεων κοντά στην πηγή (ρήγμα) έχουν δείξει ότι στις μικρές περιόδους, η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής κίνησης μπορεί να ξεπεράσει την οριζόντια. Παράλληλα είναι γενικά αποδεκτό ότι το σχήμα (συχνοτικό περιεχόμενο) του φάσματος της κατακόρυφης απόκρισης είναι πολύ διαφορετικό από αυτό των οριζόντιων συνιστωσών κίνησης [Bozorgnia and Campbell (2003)]. Από αυτή την άποψη, ο EC8 (§3.2.2.3) έχει το πλεονέκτημα ότι καθορίζει το φάσμα κάθετης απόκρισης ανεξάρτητα και όχι ως αναλογικό του οριζοντίου φάσματος. Στο **Σχήμα 4.3** δίνεται ο λόγος κατακόρυφης προς οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής κίνησης για μαλακά εδάφη και φάσμα τύπου I του EC8 σε σύγκριση με τους μέσους λόγους που προβλέφθηκαν από τους **Bozorgnia και Campbell (2003)** για μαλακά εδάφη σε διάφορες αποστάσεις από την πηγή του σεισμού.

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού δίνεται από τις σχέσεις που διέπουν την οριζόντια συνιστώσα, με τη διαφορά ότι ο συντελεστής εδάφους S λαμβάνεται ίσος με 1.0, ο συντελεστής συμπεριφοράς q δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από 1.5 (εκτός αν τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη), οι τιμές των περιόδων T_b , T_c , T_d αλλάζουν (δίνονται στον παρακάτω πίνακα), η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση a_{vg} αντικαθιστά την a_g , με τον τρόπο που φαίνεται επίσης στον ίδιο πίνακα, ενώ οι υπόλοιπες παράμετροι λαμβάνονται όπως ορίζονται στην προηγούμενη παράγραφο.

4.4 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΤΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

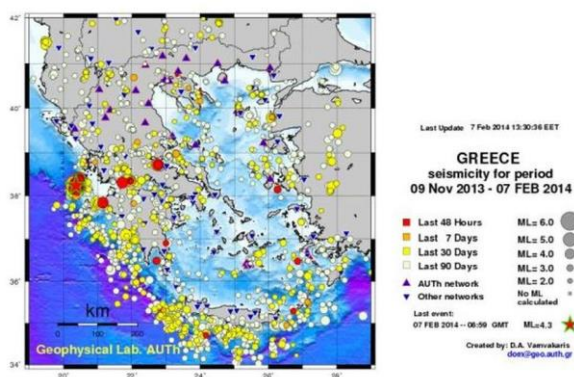
4.4.1 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ

Πίνακας 4.1 Τιμές αναφοράς μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους.

<u>Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας</u>	<u>I</u>	<u>II</u>	<u>III</u>
a_g	0.16	0.24	0.36

Σύμφωνα με τον EC8, η εξάρτηση της σεισμικής δράσης αναφοράς (δηλαδή αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια), ΑΕκ, από τη γεωγραφική θέση δίνεται σε όρους

μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} στο βράχο (κατηγορία εδάφους A) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Το Εθνικό Προσάρτημα του EC8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας του ΕΑΚ2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων, οι οποίες παρατίθενται στον **Πίνακα 4.1** και θεωρούνται ότι ισχύουν σε έδαφος κατηγορίας A κατά μέσο όρο, γεγονός που συνεπάγεται γενικώς επιβάρυνση των φασματικών επιταχύνσεων επί εδάφους B έως E κατά 15%-40%, σε σύγκριση με τον ΕΑΚ2000. Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από την κατηγορία εδάφους μιας και προκύπτει από την επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή εδάφους S. Για έργα κατηγορίας σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους (δηλαδή της κατηγορίας II), η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού, a_g , ισούται με την τιμή αναφοράς, a_{gR} , επί το συντελεστή σπουδαιότητας, $a_g = \gamma a_{gR}$. Στο **Σχήμα 4.4** που ακολουθεί δίνεται ο χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας κατά τον ΕΑΚ 2000 (που έχει υιοθετηθεί και από το Εθνικό Προσάρτημα του EC8).



Σχήμα 4.4 Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδος.

4.4.2 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις επιπτώσεις της κατάρρευσης για την ανθρώπινη ζωή, τη σπουδαιότητά τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών στην άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές επιπτώσεις της κατάρρευσης. Οι τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας χαρακτηρίζονται από διαφορετικούς συντελεστές σπουδαιότητας, γ_i , καθώς

επίσης και από διαφορετικούς συντελεστές μείωσης, v , οι οποίοι χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της σεισμικής δράσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας «περιορισμένες βλάβες». Σύμφωνα με τον EC8, η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας για την κατηγορία II πρέπει να είναι εξ' ορισμού ίση με 1.0, ενώ για τις υπόλοιπες κατηγορίες οι τιμές αυτές θα καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα. Στον **Πίνακα 4.2** δίνονται οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας και του συντελεστή μείωσης για την κάθε κατηγορία σπουδαιότητας, σύμφωνα με τον EC8.

Πίνακας 4.2 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων κατά EC8 [EC8 § 4.2.5 Table 4.3 και Fardis (2009)].

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_i	V	Περιγραφή
I	0.80	0.5	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1.00	0.5	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες
III	1.20	0.4	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1.40	0.4	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

4.4.3 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ

Σύμφωνα με τον EC8 (§3.1.2), υπάρχουν πέντε τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους (A, B, C, D, E) και δυο ειδικές κατηγορίες εδάφους (S_1 , S_2) με τις οποίες λαμβάνεται υπόψη στις σεισμικές δράσεις η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κάποια από τις κατηγορίες αυτές είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30 m από την επιφάνεια και η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση: (EC8 § 3.1.2 (3))

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (4.1)$$

όπου h_i και v_i είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση 10-5 ή μικρότερη) του σχηματισμού i από N συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της $v_{s,30}$ μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων ανά 0.3 m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης NSPT. Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί

να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή c_u . Στον πίνακα που ακολουθεί δίνεται η περιγραφή της κάθε κατηγορίας εδάφους, καθώς και οι τιμές των παραμέτρων προσδιορισμού τους.

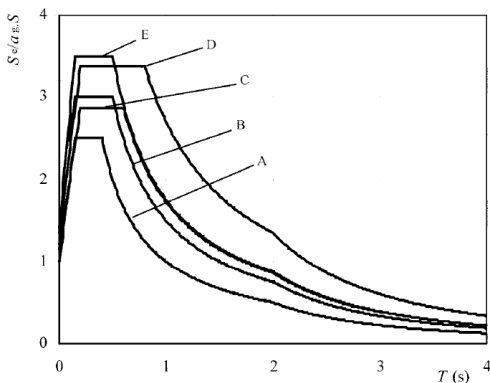
Πίνακας 4.3 Κατηγορία εδάφους κατά EC8 (EC8 § 3.1.2 Table 3.1).

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30cm)	C_u (KPa)
A	Βράχος, με 5m το πολύ επικάλυψη από μαλακότερο έδαφος.	> 800	-	-
B	Πολύ πυκνά κοκκώδη εδάφη ή πολύ σκληρή άργιλος, βάθους αρκετών δεκάδων μέτρων	360-800	> 50	> 250
C	Κοκκώδη εδάφη υψηλής ή μέσης πυκνότητας, ή σκληρή άργιλος βάθους αρκετών δεκάδων έως πολλών εκατοντάδων μέτρων	180-360	15-50	70-250
D	Κοκκώδη εδάφη μικρής έως μέσης πυκνότητας ή μαλακή άργιλος	< 180	< 15	< 70
E	5-20m έδαφος C ή D πάνω από βράχο			
S ₁	≥ 10 m μαλακή άργιλος/ίλυς με δείκτη πλαστικότητας PI>40 και υψηλή περιεκτικότητα νερού	< 100	-	10-20
S ₂	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S ₁			

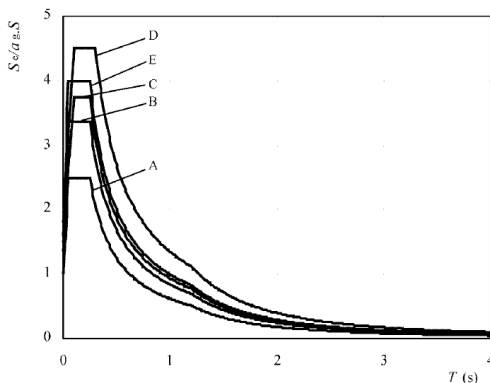
Τα παρακάτω **Σχήματα 4.5-4.6** δείχνουν τα ελαστικά φάσματα απόκρισης σε οριζόντια διεύθυνση που ορίζονται από τον EC8 για κάθε τύπο εδάφους. Όπως προαναφέρθηκε, ο EC8 (§3.2.2.2(2)) ορίζει δύο κατηγορίες φασμάτων: Τύπου 1 για περιοχές υψηλής σεισμικότητας (ορίζεται ως $M > 5,5$), και Τύπου 2 για περιοχές μέσης σεισμικότητας ($M < 5,5$). Για κάθε μια από τις κατηγορίες αυτές, δίνονται φάσματα για πέντε διαφορετικούς τύπους εδαφών: A - βράχος, B - πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, C - πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, D - χαλαρό έως μέτριο μη συνεκτικό έδαφος, ή μαλακό έως σταθερό συνεκτικό έδαφος, E - εδαφικά προφίλ με επιφανειακή στρώση προσχώσεων πάχους 5-20 m. Ο κατακόρυφος άξονας είναι η φασματική επιτάχυνση μιας ελαστικής κατασκευής κανονικοποιημένη ως προς το a_g .

Στη συνέχεια, παρατίθενται δυο Πίνακες στους οποίους φαίνεται η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στις σεισμικές δράσεις, επιρροή η οποία υπεισέρχεται μέσω της φασματικής επιτάχυνσης του εδάφους από τις σχέσεις του φάσματος απόκρισης. Οι συντελεστές που εξαρτώνται άμεσα από την κατηγορία εδάφους είναι ο συντελεστής εδάφους,

S , και οι περίοδοι T_B , T_C και T_D και οι τιμές των οποίων είναι αυτές που έχουν υιοθετηθεί από Εθνικό Προσάρτημα του EC8. Ιδιαίτερη αναφορά πρέπει να γίνει στο γεγονός ότι ο EC8 προβλέπει διαφορετικές τιμές για τους συντελεστές αυτούς ανάλογα με το ελαστικό φάσμα απόκρισης που έχει υιοθετηθεί για την εκάστοτε περιοχή, μεταξύ δυο διαθέσιμων (Type 1 και Type 2).



Σχήμα 4.5: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 1 κατά EC8 για απόσβεση 5% [EC8 § 3.2.2.2].



Σχήμα 4.6: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 2 κατά EC8 για απόσβεση 5% [EC8 § 3.2.2.2].

Πίνακας 4.4 Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 1 κατά EC8 [EC8 § 3.2.2.2 Table 3.2]

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.00
B	1.20	0.15	0.50	2.00
C	1.15	0.20	0.60	2.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00
E	1.40	0.15	0.50	2.00

Πίνακας 4.5 Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος Type 2 κατά EC8 [EC8 § 3.2.2.2 Table 3.3]

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.35	0.05	0.25	1.20
C	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.60	0.05	0.25	1.20

4.4.4 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, η , εκφράζει την επιρροή της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ξ είναι διάφορο του 5%. Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχή της συμπεριφοράς (υστερητική απόσβεση) συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης λαμβάνει τιμή αναφοράς $\eta=1$ για ποσοστό ιξώδους απόσβεσης της κατασκευής ίσο με $\xi=5\%$. Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να προσδιοριστεί από την παρακάτω σχέση: (EC8 § 3.2.2.2(3))

$$n = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0.55 \quad (4.6)$$

όπου ζ είναι το ποσοστό ιξώδους απόσβεσης της κατασκευής, εκφρασμένο ως ποσοστό επί τοις εκατό. Αν σε ιδιαίτερες περιπτώσεις, πρέπει ένα διαφορετικό από 5% ποσοστό ιξώδους απόσβεσης να χρησιμοποιηθεί, τότε η τιμή αυτή μπορεί να προσδιορισθεί σύμφωνα με την παράγραφο [EC8 § 3.2.2.2(4)].

4.4.5 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Η μεγάλη διαφοροποίηση του EC8 σε σχέση με τον ΕΑΚ 2000 αφορά την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς ο οποίος πλέον εξαρτάται όχι μόνον από το υλικό κατασκευής και το δομικό σύστημα, αλλά και από άλλους παράγοντες που σχολιάζονται στη συνέχεια, υποχρεώνοντας τον μελετητή να εκτιμήσει μια αρχική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.

Υπενθυμίζεται ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των δομικών του μελών, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή τους σε τοπικό και καθολικό επίπεδο. Με τον τρόπο αυτόν, απομειώνει τις σεισμικές επιταχύνσεις της κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που θα επιβαλλόταν σε ένα απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Με άλλα λόγια, ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων που η κατασκευή θα δεχόταν, αν η απόκρισή της ήταν πλήρως ελαστική με ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%, ως προς τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού.

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , με την οποία διαιρείται το ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιείται στην γραμμική ανάλυση, εξαρτάται από:

- την κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγεται για το σχεδιασμό
- τον τύπο του κατασκευαστικού συστήματος παραλαβής των σεισμικών φορτίων
- την κανονικότητα της κατασκευής.

Στη συνέχεια θα δοθεί η συσχέτιση του συντελεστή συμπεριφοράς με καθέναν από τους παραπάνω παράγοντες αφού πρώτα πραγματοποιηθεί μια εισαγωγή στην έννοια της πλαστιμότητας των κατασκευών, όπως αυτή συνεκτιμάται μέσω της Κατηγορίας Πλαστιμότητας του EC8.

4.4.6 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ - ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

Ο EC8 στοχεύει στην εξασφάλιση της προστασίας της ζωής σε μεγάλους σεισμούς ταυτόχρονα με τον περιορισμό των βλαβών από πιο συχνούς σεισμούς. Αν και ο κανονισμός επιτρέπει την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων είτε με απόσβεση ενέργειας (πλάστιμη συμπεριφορά) είτε χωρίς απόσβεση ενέργειας (ουσιαστικά ελαστική συμπεριφορά), διακρίνεται μια προτίμηση προς την πρώτη προσέγγιση.

Ως πλαστιμότητα ορίζεται η ικανότητα της κατασκευής ή μέλους της κατασκευής να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις πέρα από το σημείο διαρροής (συχνά για πολλούς κύκλους) χωρίς θραύση. Στην εφαρμοσμένη αντισεισμική μηχανική, η πλαστιμότητα εκφράζεται σε όρους απαίτησης και διαθεσιμότητας. Η απαίτηση πλαστιμότητας είναι το μέγιστο επίπεδο πλαστιμότητας που πρέπει να φτάσει η κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η οποία είναι συνάρτηση αμφότερων της κατασκευής και του σεισμού. Η διαθέσιμη πλαστιμότητα είναι η μέγιστη πλαστιμότητα που μπορεί η κατασκευή να διατηρήσει χωρίς θραύση, και αποτελεί καθαρά ιδιότητα της κατασκευής. Έτσι, μεγάλο μέρος του κανονισμού αποσκοπεί στην εξασφάλιση σταθερού και αξιόπιστου μηχανισμού απορρόφησης ενέργειας σε προκαθορισμένες κρίσιμες περιοχές, οι οποίες περιορίζουν τις αδρανειακές φορτίσεις που εμφανίζονται στις υπόλοιπες περιοχές της κατασκευής. Οι γεωμετρικοί κανόνες και οι κανόνες κατασκευαστικής διαμόρφωσης επιτυγχάνουν την επιδιωκόμενη πλαστιμότητα σε αυτές τις κρίσιμες περιοχές [Elghazouli (2009)]. Στην περίπτωση των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, τέτοια συμπεριφορά μπορεί να επιτευχθεί μόνο με τη διασφάλιση σταθερής πλαστικής συμπεριφοράς τέτοιων κρίσιμων ζωνών που δεν υπονομεύεται από ψαθυρούς τρόπους αστοχίας όπως διάτμηση ή σύνθλιψη στο σκυρόδεμα ή κάμψη του οπλισμού. Με αυτά τα δεδομένα, υιοθετούνται τρία επίπεδα απορρόφησης ενέργειας:

- Χαμηλό επίπεδο πλαστιμότητας (DCL, Ductility Class Low) στο οποίο εικονικά δεν επιδιώκεται υστερητική πλαστιμότητα και η αντίσταση στην σεισμική φόρτιση επιτυγχάνεται μέσω της αντοχής της κατασκευής παρά της πλαστιμότητας της ($q=1.5$).
- Μέσο (DCM, Ductility Class Medium) στο οποίο αρκετά υψηλά επίπεδα πλαστιμότητας επιτρέπονται και εισάγονται ανταποκρινόμενες σε αυτά απαιτήσεις σχεδιασμού και κατασκευαστικών διαμορφώσεων ($1.5 < q < 4$).
- Υψηλό (DCH, Ductility Class High) όπου πολύ μεγάλες ανελαστικές αποκρίσεις επιτρέπονται συνοδευόμενες από ακόμη πιο σύνθετες σχεδιαστικές και κατασκευαστικές απαιτήσεις ($q > 4$).

Η Κατηγορία Χαμηλής Πλαστιμότητας (ΚΠΧ/DCL) είναι ανάλογη με τον σχεδιασμό χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας κατά ΕΑΚ2000. Προβλέπει διαστασιολόγηση των μελών για την ένταση που προκύπτει από το σεισμό σχεδιασμού (των 475 χρόνων) με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.5$ και κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης όπως για το σχεδιασμό έναντι συνήθων, μη-σεισμικών δράσεων, με κάποιους περιορισμούς

στα υλικά (ελάχιστη ποιότητα σκυροδέματος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι η C16/20, αποφυγή ψαθυρών χαλύβων). Ο EC8 προτείνει ο σχεδιασμός με την DCL να περιορίζεται μόνο σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (δηλαδή περιοχές με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού κάτω από 0.10g). Σε περιοχές μέσης ή υψηλής σεισμικότητας, κτίρια σχεδιασμένα με την DCL δεν αναμένεται να είναι γενικά αποτελεσματικά από οικονομικής άποψης. Επίσης, δεδομένης της περιορισμένης πλαστιμότητας, είναι πιθανό να μην έχουν αξιόλογο περιθώριο ασφάλειας έναντι σεισμού ισχυρότερου από τη σεισμική δράση σχεδιασμού. Το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα δεν επιτρέπει να σχεδιάζονται φορείς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος χαμηλής πλαστιμότητας (DCL) στην Ελλάδα.

Στις δυο ανώτερες κατηγορίες πλαστιμότητας (DCM και DCH) ο σχεδιασμός βασίζεται σε αυξημένη πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και χρησιμοποιεί τιμές συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1.5$. Οι δυο αυτές κατηγορίες εκτός από διαφορετικούς συντελεστές συμπεριφοράς, διαφοροποιούνται και:

- στους γεωμετρικούς περιορισμούς και στα υλικά (ολκιμότητα χάλυβα)
- στα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού
- στους κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού και τοπικής πλαστιμότητας (διαμόρφωσης λεπτομερειών)

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, μπορεί να διαφέρει στις διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις της κατασκευής, ενώ η κατηγορία πλαστιμότητας είναι προφανώς η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Οι δυο αυτές κατηγορίες θεωρούνται ισοδύναμες σε ότι αφορά την επίδοση των κατασκευών υπό το σεισμό σχεδιασμού. Ο σχεδιασμός με την DCM είναι πιο εύκολο να εκτελεστεί επί τόπου και μπορεί να παρέχει καλύτερη απόδοση σε μεσαίου μεγέθους σεισμούς. Ο σχεδιασμός με την DCH δείχνει να παρέχει μεγαλύτερα περιθώρια ασφάλειας από την DCM έναντι τοπικής ή καθολικής κατάρρευσης υπό σεισμούς μεγαλύτερους από το σεισμό σχεδιασμού. Πρέπει να σημειωθεί επίσης ότι ο EC8 δεν συνδέει την επιλογή μεταξύ των δυο υψηλότερων κατηγοριών πλαστιμότητας με τη σεισμικότητα της περιοχής ή τη σπουδαιότητα του έργου, ούτε θέτει κάποιο όριο στην εφαρμογή του. Εξαρτάται από τα κράτη να επιλέξουν για τις διάφορες περιοχές και για τα διάφορα είδη κατασκευών ή ακόμα καλύτερα να αφήσουν

την επιλογή αυτή στο μελετητή. Στην Ελλάδα, δεν επιτρέπεται ο σχεδιασμός με DCM σε κτίρια σπουδαιότητας III ή IV στις σεισμικές ζώνες Z_2 ή Z_3 , με εξαίρεση τα προκατασκευασμένα κτίρια με τοιχώματα ή κυψελωτούς φορείς [**Fardis (2009)**].

Είναι εύλογο ότι εαν οι δυνάμεις σχεδιασμού υπολογιστούν υπό την υπόθεση της πλάστιμης απόκρισης, είναι τότε απαραίτητο να διασφαλιστεί ότι η κατασκευή πράγματι θα συμπεριφερθεί με πλάστιμο τρόπο και ότι αποφευχθεί ψαθυρός τρόπος αστοχίας. Η απαίτηση αυτή αποτελεί την αρχή του Ικανοτικού Σχεδιασμού (capacity design). Ο ικανοτικός σχεδιασμός περιλαμβάνει:

- διασφάλιση δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς πριν τα υποστυλώματα.
- παροχή επαρκούς περίσφιξης στο σκυρόδεμα χρησιμοποιώντας πυκνούς μεταλλικούς συνδετήρες.
- διασφάλιση ότι τα μεταλλικά στοιχεία αστοχούν μακριά από τις συνδέσεις.
- αποφυγή μεγάλων ακανονιστιών στην κατασκευαστική μορφή.
- διασφάλιση διατμητικών αντοχών σημαντικά υψηλότερων των καμπτικών.

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το αντικείμενο του παρόντος κεφαλαίου είναι η παρουσίαση, αποτίμηση και ανάλυση της συμπεριφοράς του κτιρίου, καθώς και οι προτάσεις ενίσχυσης του. Η ενίσχυση που θα επιλεγεί θα αφορά κριτήρια χρήσης και λειτουργικότητας, σεισμικής συμπεριφοράς, τοποθεσίας και κόστους. Η προσομοίωση του φέροντα οργανισμού του κτιρίου καθώς και οι διάφορες αναλύσεις θα λάβουν χώρα με τη βοήθεια του προγράμματος “Statics 2018”.

5.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

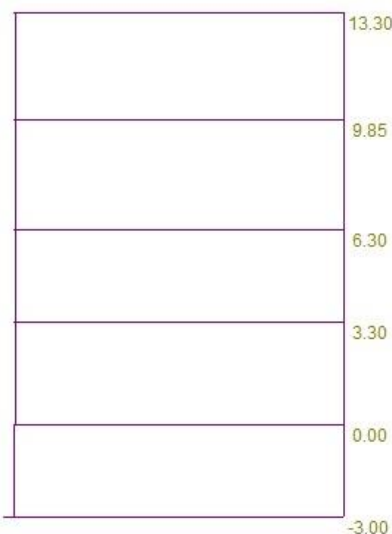
Η εφαρμογή που παρουσιάζεται αφορά στη μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης τριώροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η χρήση του αποτελείται από ισόγειο κατάστημα με ενδιάμεσο πατάρι υγειονομικού ενδιαφέροντος (εστιατόριο) ενώ οι υπερκείμενοι όροφοι ως κατοικίες. Η υπό μελέτη κατασκευή βρίσκεται στον ευρύτερο χώρο του Κορινθιακού κόλπου, ενώ χρονικά ανεγέρθηκε στα μέσα της δεκαετίας του ‘70.

Το κτίριο αποτελείται συνολικά από τρεις (3) ορόφους, και θεμελιώνεται τόσο στη στάθμη του υπογείου (-3.00μ.) όσο και στη στάθμη του ισογείου (-1.00μ.) καθώς το έδαφος είναι επικλινές. Το ύψος τόσο του ισογείου όσο και των υπερκείμενων ορόφων αναφέρονται στην σχηματική τομή.

Ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε με βάση τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον τότε ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό Οικοδομικών Έργων του 1959. Το κτίριο διαθέτει αρκετά δυσμενή χαρακτηριστικά για τη σεισμική του συμπεριφορά όπως εκκεντρότητες, έμμεσες στηρίξεις δοκών κλπ. Σύμφωνα επίσης με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. το κτίριο χαρακτηρίζεται ως Μη-Κανονικό τόσο σε κάτοψη όσο και σε ύψος (κατανομή μαζών λόγω

ύπαρξης κενού στο πατάρι (+3.00μ.), γεγονός το οποίο συμβάλλει στην εμφάνιση ανόμοιων αποτελεσμάτων για τις διαφορετικές κατανομές φόρτισης, όπως θα δουμε και στη συνέχεια, και αυξάνει την ανάγκη για ενίσχυση του.

ΣΧΗΜΑΤΙΚΗ ΤΟΜΗ ΚΤΗΡΙΟΥ



Σχήμα 5.1 Σχηματική τομή κτηρίου.

5.2.2 ΠΟΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Από την οικοδομική άδεια δεν υπήρξαν διατιθέμενα σχέδια οπότε δεν υπήρξε και επιβεβαίωση για την εφαρμογή στην κατασκευή της αρχικής εγκεκριμένης μελέτης. Έτσι η αποτύπωση των φερόντων στοιχείων καθώς και των αντιστοίχων οπλισμών τους (θέσεις, διαστάσεις οπλισμών), και η τεκμηρίωση της ποιότητας των υλικών του Φ.Ο. με επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές (ενδεχομένως και των υλικών δόμησης του οργανισμού πληρώσεως, αν συμμετέχει στη συμπεριφορά του δομήματος), κρίθηκε απαραίτητη. Για την Αποτύπωση έγιναν λεπτομερείς και αναλυτικές μετρήσεις των γεωμετρικών διαστάσεων των φερόντων στοιχείων της ανωδομής (πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων) όπου ήταν ευκρινή.

Για την Τεκμηρίωση των Υλικών ακολουθήθηκαν οι εξής διαδικασίες:

- **Σκυρόδεμα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 3.7.1)**

Έγινε πυρηνοληψία σύμφωνα με την §3.7.1.3.α) σε 3 πλάκες, ανά δύο ορόφους (και τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά στοιχείο στον κρίσιμο Β' όροφο) επειδή το κτίριο είναι μεγαλύτερο των 2 ορόφων, και τα ληφθέντα δοκίμια υποβλήθηκαν σε εργαστηριακό έλεγχο. Επίσης έγινε χρήση επιτόπιων έμμεσων μεθόδων με υπέρηχους, κρουσίμετρο και με εξόλκευση ήλου. Τα ραβδόμορφα στοιχεία (υποστυλώματα, δοκοί) ελέγχθηκαν στα άκρα τους, ενώ τα τοιχώματα στη βάση τους, στο υπόγειο όπου ήταν δυνατό. Το ποσοστό των κατακόρυφων στοιχείων που ελέγχθηκε με έμμεσες μεθόδους ήταν για μεν τα κατακόρυφα στοιχεία 30% για δε τα οριζόντια (δοκοί ή πλάκες) 10% στον Α' και Β' όροφο,

- **Χάλυβας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 3.7.2)**

Η τεκμηρίωση της κατηγορίας του χάλυβα έγινε με οπτική αναγνώριση των οπλισμών των αναμονών και των τομών αποκάλυψης που διενεργήθηκαν σε τουλάχιστον 3 χαρακτηριστικές θέσεις ανά όροφο και ανά ομοειδές στοιχείο υποστύλωμα-δοκό-πλάκα.

Οι κύριοι και οι δευτερεύοντες (συνδετήρες) οπλισμοί που φάνηκαν στις τομές ήταν λείοι, οπότε ανήκουν στην κατηγορία St I.

Τα αποτελέσματα όλων των εργαστηριακών και επιτόπιων δοκιμών έχουν ως ακολούθως:

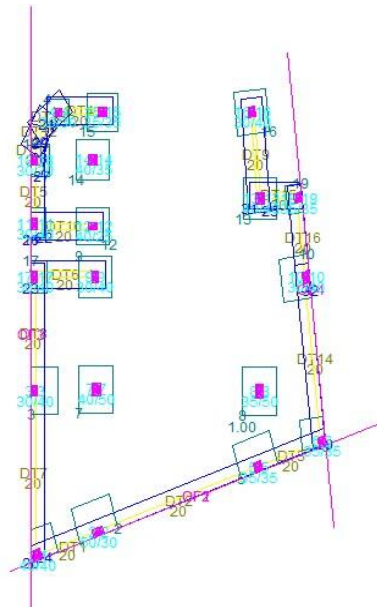
5.2.2.1 ΥΦΙΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Σκυρόδεμα φέροντος οργανισμού	$f_{ck} = 18 \text{ MPa}$
:	Σ.Α.Δ. Ικανοποιητική $\rightarrow \gamma_c = 1.50$
Χάλυβας κύριου οπλισμού	$f_{yk} = 220 \text{ MPa}$
Χάλυβας κύριου οπλισμού	$f_{yk} = 220 \text{ MPa}$
:	Σ.Α.Δ. Ικανοποιητική $\rightarrow \gamma_c = 1.15$

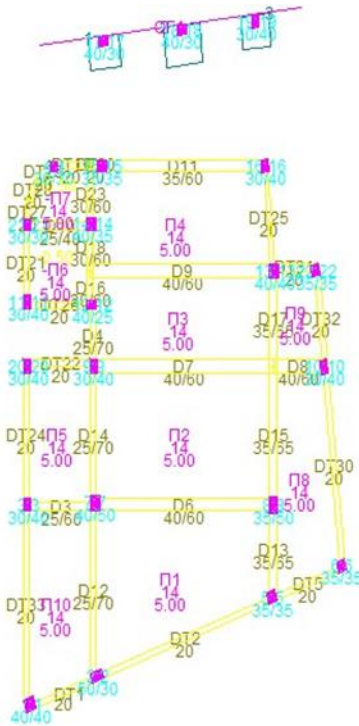
5.2.3 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.2.3.1 ΚΑΤΟΨΕΙΣ

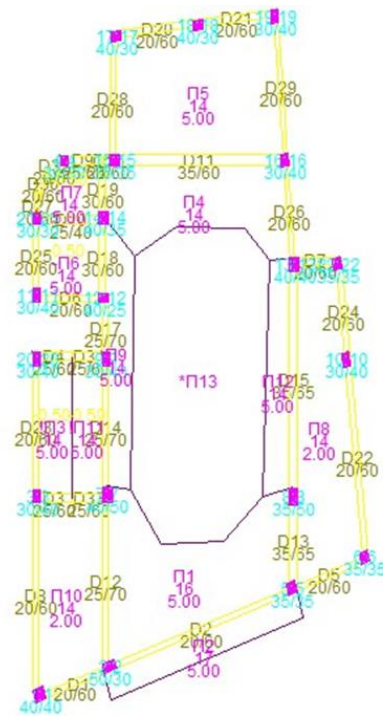
Οι κατόψεις του κτιρίου είναι ανόμοιες ανά όροφο γι' αυτό και θα παρουσιαστούν ξεχωριστά έτσι ώστε να υπάρχει μια αναλυτική εικόνα της κατασκευής (Σχήματα 5.2 – 5.6).



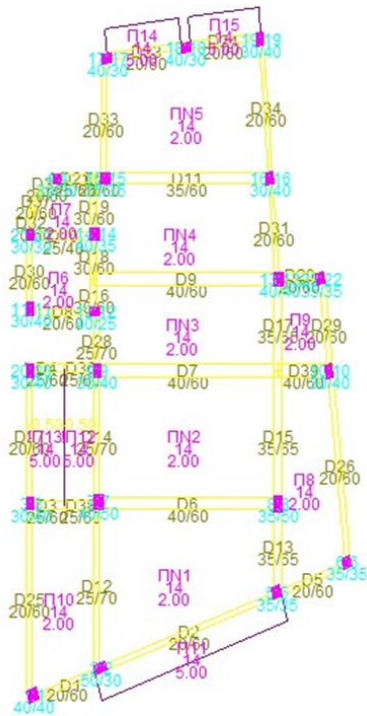
Σχήμα 5.2 Στάθμη 1 (Θεμελίωση) z=-3.00m.



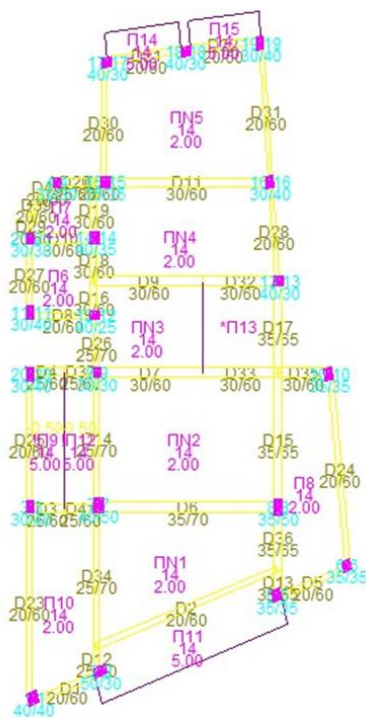
Σχήμα 5.3 Στάθμη 2 (οροφή υπογείου) z=0.00m.



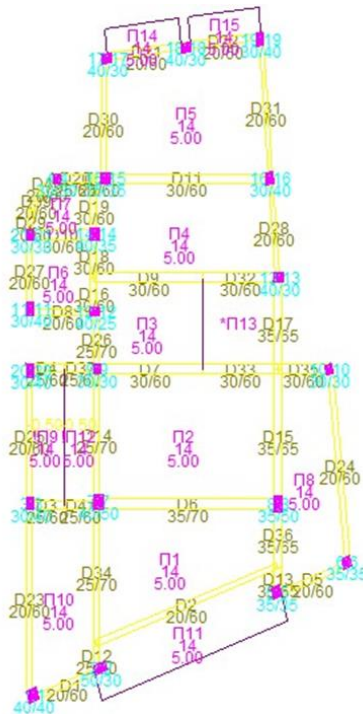
Σχήμα 5.4 Στάθμη 3 (οροφή ισόγειου) z=3.30m.



Σχήμα 5.5 Στάθμη 4 (οροφή μεσοπατώματος) z=6.30m.



Σχήμα 5.5 Στάθμη 5 (οροφή Α' ορόφου) z=9.85m.



Σχήμα 5.6 Στάθμη 6 (οροφή Β' ορόφου) z=13.30m.

5.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΙΑΣ, ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΝΙΧΝΕΥΣΗΣ ΣΙΔΗΡΟΠΛΙΣΜΟΥ

Τα αποτελέσματα του ελέγχου ομοιομορφίας και αντοχής σε θλίψη πυρήνων σκυροδέματος και της ανίχνευσης του σιδηροπλισμού, που έγινε σε στοιχεία του Υπογείου, Ισογείου, Μεσοπάτωμα, Α' και Β' ορόφου του παραπάνω έργου. Ο έλεγχος αντοχής και ομοιομορφίας έγινε με συνδυασμό των εμμέσων μεθόδων της κρουσιμέτρησης και της υπερηχοσκόπησης και με την άμεση μέθοδο της πυρηνοληψίας. Η πυρηνοληψία έγινε με συσκευή της εταιρείας HILTI και χρήση αδαμαντοκορόνας, η κρουσιμέτρηση έγινε με τη βοήθεια του σκληρομέτρου SCHMIDT (AT 241, TECHNOST) και η υπερηχοσκόπηση με συσκευή PUNDIT C.N.S. Επίσης, έγινε ανίχνευση (scanning) θέσης-διεύθυνσης, διαμέτρου (όπου ήταν δυνατόν) και αποτύπωση του σιδηροπλισμού με συσκευή FERROSCAN της HILTI (Πίνακας 4).

5.3.1 ΛΗΨΗ ΠΥΡΗΝΩΝ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Εφαρμόστηκε η λήψη κυλινδρικών δοκιμίων (πυρήνων) με ειδική καροταρία, από στοιχεία του έργου. Στο εργαστήριο έγινε μόρφωση και θραύση των πυρήνων και προσδιορίστηκε η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος. Για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής των πυρήνων εφαρμόστηκε ο Κ.Τ.Σ. 2016 και η σχετική εγκύκλιος Ε7 (28/3/1997). Στον **Πίνακα 1** που ακολουθεί, δίνονται οι αναγωγές αντοχής κυλίνδρου (πυρήνα) σε αντοχή κύβου ακμής 15cm για την παρτίδα σκυροδέματος που ελέγχθηκε.

Πίνακας 5.1 Πυρηνοληψία

a/a	H/D	Αντοχή πυρήνα (MPa)	L ₁	L ₂ xL ₄ 0.959x1.03	L ₁ xL ₂ xL ₄	Αντοχή Κυλίνδρου 15x30 cm (MPa)	L ₃	Αντοχή κύβου ακμής 15 cm (MPa)
1	1.02	29.2	0.855	0.988	0.845	24.6	1.184	29.2
2	1.07	25.5	0.867	0.988	0.856	21.9	1.200	26.2
3	0.94	22.1	0.832	0.988	0.822	18.1	1.222	22.2
4	0.93	24.0	0.829	0.988	0.819	19.7	1.231	23.9
5	0.91	27.2	0.823	0.988	0.813	22.1	1.199	26.5
6	0.96	26.0	0.838	0.988	0.828	21.5	1.202	25.9

*Όπου D=9.9 cm

Θέσεις δειματοληψίας	:	Πλάκα Οροφής Β' Ορόφου – Π2
	:	Πλάκα Οροφής Β' Ορόφου – Π4
	:	Πλάκα Οροφής Α' Ορόφου – Π4
	:	Πλάκα Οροφής Α' Ορόφου – Π2
	:	Οροφή Μεσοπατώματος – Π2
	:	Πρόβολός Μεσοπατώματος (Πίσω αριστερά)

5.3.2 ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΟΥ

Η μέθοδος του κρουσιμέτρου είναι μία μη καταστρεπτική μέθοδος προσδιορισμού της επιφανειακής σκληρότητας των δομικών στοιχείων σε βάθος έως 30mm. Η μέθοδος αυτή δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα μόνο όταν συνδυαστεί με άλλες μη καταστρεπτικές ή ημικαταστρεπτικές μεθόδους για αντιστοιχία και βαθμονόμηση των ερμηνευτικών καμπύλων που ανάγουν τις ενδείξεις του κρουσιμέτρου σε αντοχή κύβου. Η δοκιμή έγινε σε στοιχεία της κατασκευής με κρουσίμετρο αναπηδήσεως τύπου Schmidt Hammer, με το οποίο και μετريέται η αναπήδηση μάζας που εκτοξεύεται, μέσω ελατηρίου, επάνω στην επιφάνεια των φερόντων

στοιχείων. Η συσχέτιση της αναπηδήσεως καθώς και η αναγωγή της σε αντοχή κύβου, έγινε με την βοήθεια τυπικών καμπύλων που έχουν προκύψει από πειραματικά αποτελέσματα (Πίνακας 2).

Πίνακας 5.2 Κρουσιμετρήσεις

Τμήμα Κατασκευής		Ενδείξεις Οργάνων		Εκτιμώμενη Αντοχή Κύβου Ακμής 15 cm (Kg/cm ²)			
		από	έως	Από	έως	M.O.	
Α Όροφος	Θέση						
	K6	30	31	265	280	273	
	K7	30	32	265	305	285	
	Κολώνες Α'	K8	29	31	250	280	265
	Ορόφου (φ=0°)	K14	28	30	230	265	248
	K15	29	31	250	280	265	
	K17	29	30	250	265	258	
					M.O.	265 Kg/cm²	
					Τυπ. Απ.	12.8 Kg/cm²	
Δοκάρια Α	Δ6	30	32	265	305	285	
	Ορόφου (φ=0°)	Δ11	30	32	265	305	285
	Δ12	29	31	250	280	265	
					M.O.	278 Kg/cm²	
				Τυπ. Απ.	11.5 Kg/cm²		
Β' Όροφος	Θέση						
	Κολώνες Α'	K2	28	30	230	265	248
	Ορόφου (φ=0°)	K7	28	29	230	250	240
	K8	28	29	230	250	240	
	K12	28	30	230	265	248	
	K13	29	31	250	280	265	
K18	30	32	265	305	285		
					M.O.	254 Kg/cm²	
					Τυπ. Απ.	17.7 Kg/cm²	
Δοκάρια	Δ9	29	31	250	280	265	
	Ορόφου (φ=0°)	Δ14	30	32	265	305	285
	Δ15	30	31	265	280	273	
					M.O.	274 Kg/cm²	
					Τυπ. Απ.	10.1 Kg/cm²	

5.3.3 ΔΟΚΙΜΕΣ ΥΠΕΡΗΧΩΝ

Οι υπέρηχοι είναι ελαστικοί κυματισμοί του αέρα της ίδιας φύσεως με τον ήχο, αλλά συχνότητας μεγαλύτερη των 20.000 m/sec. Η ταχύτητα των υπέρηχων, όπως και του ήχου,

μέσα από ένα υλικό συνδέεται με το δυναμικό μέτρο ελαστικότητας E_δ και την πυκνότητα ρ του υλικού με την γνωστή σχέση της φυσικής :

$$V = \sqrt{\frac{E_\delta}{\rho}} \quad (5.1)$$

Πίνακας 5.3 Υπερηχοσκοπήσεις

Τμήμα Κατασκευής		Ταχύτητα Υπερήχων PUNDIT (m/sec)	Εκτιμώμενη Αντοχή Κύβου Ακμής 15 cm (Kg/cm ²)
Ισόγειο Κολώνες Ισόγειο ($\varphi=0^\circ$)	Θέση K17	4470	245
	K19	4540	260
	M.O.		253 Kg/cm²
‘Α Όροφος Κολώνες Α’ Ορόφου ($\varphi=0^\circ$)	K6	4550	265
	K7	4520	255
	K8	4600	280
	K14	4480	245
	K15	4540	260
	K17	4520	255
	M.O. Τυπ. Απ.		260 Kg/cm² 11.8 Kg/cm²
Δοκάρια Α’ Ορόφου ($\varphi=0^\circ$)	Δ6	4520	255
	Δ11	4560	270
	Δ12	4500	250
	M.O. Τυπ. Απ.		258 Kg/cm² 10.4 Kg/cm²
Β’ Όροφος Κολώνες Β’ Ορόφου ($\varphi=0^\circ$)	K2	4460	240
	K7	4510	255
	K8	4460	240
	K12	4420	230
	K13	4510	255
	K18	4480	245
	M.O. Τυπ. Απ.		258 Kg/cm² 10.4 Kg/cm²
Δοκάρια Β’ Ορόφου ($\varphi=0^\circ$)	Δ9	4550	265
	Δ14	4520	255
	Δ15	4500	250
	M.O. Τυπ. Απ.		257 Kg/cm² 7.6 Kg/cm²

Οι υπέρηχοι παράγονται βάσει του πιεζοηλεκτρικού φαινομένου, από έναν ηλεκτροακουστικό κρύσταλλο που βρίσκεται σε επαφή με τη μια επιφάνεια του σκυροδέματος.

Ο ήχος συλλαμβάνεται στην άλλη πλευρά από παρόμοιο κρύσταλλο, ο οποίος μετατρέπει τις παλμικές ταλαντώσεις σε ηλεκτρικό ρεύμα. Μετريέται ο χρόνος που χρειάστηκε η ταλάντωση να διανύσει το πάχος του υλικού και επομένως και η ταχύτητα μεταδόσεως. Όπως και με το κρουσίμετρο, πειραματικές καμπύλες συνδέουν την ταχύτητα με την αντοχή (**Πίνακας 3**).

Εκτίμηση αποτελεσμάτων εμμέσων μεθόδων

Για συνδυασμό δύο εμμέσων μεθόδων ισχύει ο τύπος:

$$f_c = \frac{f_{c1} \cdot S_2 + f_{c2} \cdot S_1}{S_1 + S_2} \quad (5.2)$$

Όπου,

- f_c : η τελική εκτιμώμενη αντοχή δύο εμμέσων μεθόδων
- f_{c1}, f_{c2} : οι εκτιμώμενες αντοχές από τις δύο έμμεσες μεθόδους
- S_1, S_2 : οι αντίστοιχες τυπικές αποκλίσεις των δύο εμμέσων μεθόδων

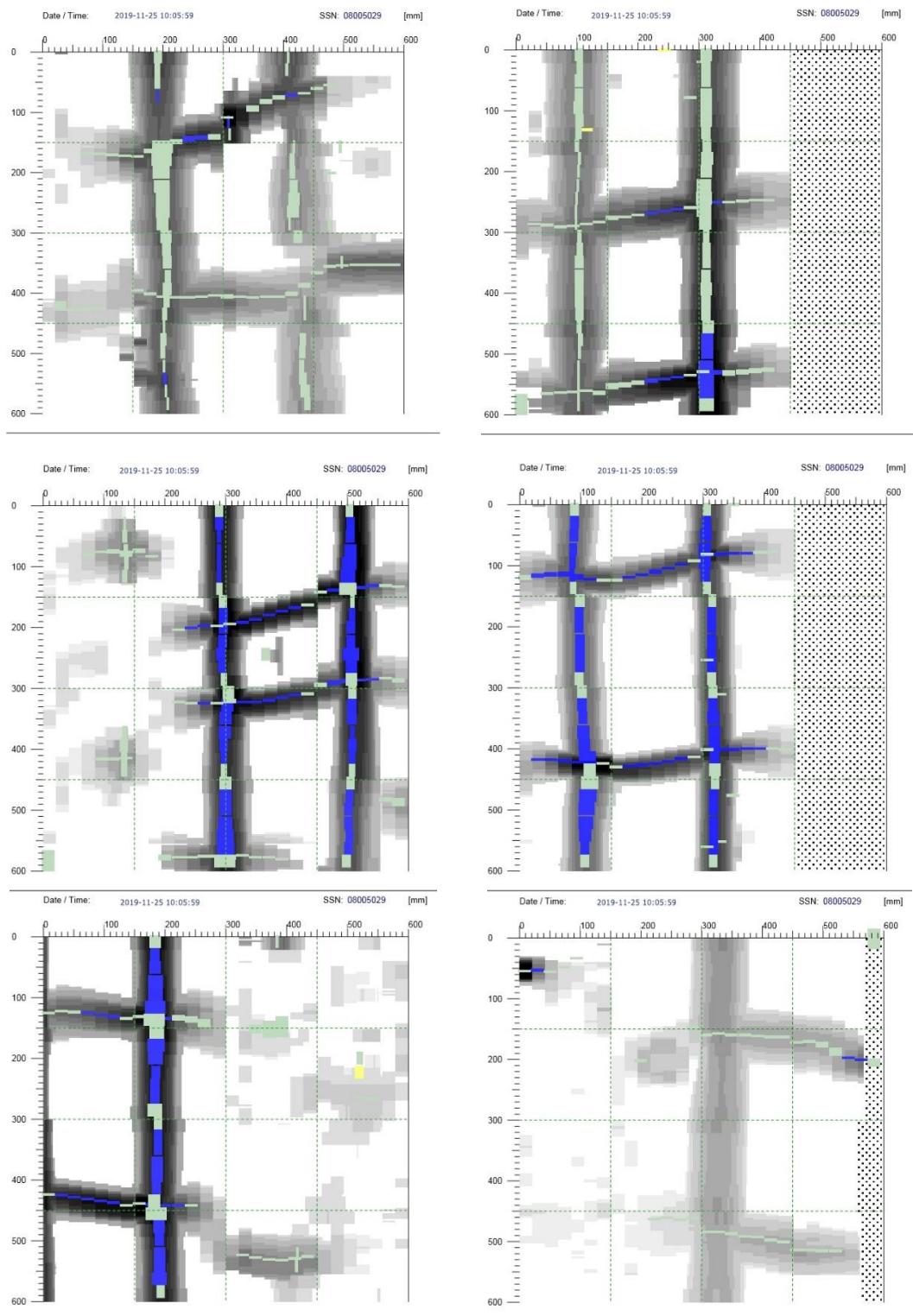
Πίνακας 5.4 Αποτελέσματα των εμμέσων μεθόδων των Πινάκων 2 & 3

Τμήμα Κατασκευής	Συνδυασμός Κρουσ. – Υπερ/ση (f_c σε Kg/cm ²)	Συνδυασμός Κρουσ. – Υπερ/ση (f_c σε MPa)
Ισόγειο – Κολώνες	262	25.7
A' Όροφος – Κολώνες	262	25.7
A' Όροφος – Δοκάρια	267	26.2
B' Όροφος – Κολώνες	248	24.3
B' Όροφος – Δοκάρια	264	25.9

Από τα αποτελέσματα των πυρηνοληψιών, των εμμέσων μεθόδων (κρουσιμέτρησης – υπερηχοσκόπησης), των μέσων αντοχών και των τυπικών αποκλίσεων αυτών, η αντοχή του σκυροδέματος, για τα στοιχεία και τις παρτίδες που ελέγχθηκαν εκτιμάται, την ημέρα του ελέγχου, σε κατηγορία B225.

5.3.4 ΑΝΙΧΝΕΥΣΗ ΣΙΔΗΡΟΠΛΙΣΜΟΥ

Από την ανίχνευση της θέσης-διεύθυνσης και διαμέτρου όπου ήταν δυνατόν του σιδηροπλισμού, που έγινε σε στοιχεία του έργου, προέκυψαν τα εξής (**Πίνακας 5.5**):



Σχήμα 5.7 Ενδεικτικές φωτογραφίες ανίχνευσης σιδηροπλισμού.

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Συνοπτική περιγραφή για τον ανασχεδιασμό υφιστάμενου κτιρίου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §10.2.1) με το πρόγραμμα *STATICS 2018*.

Ο Φέρων Οργανισμός αποτελείται από πλάκες, δοκούς, υποστυλώματα, και θεμέλια οπλισμένου σκυροδέματος, ονομαστική τιμή αντοχής σκυροδέματος $f_{ck} = 18 \text{ MPa}$ και χάλυβα $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ ενώ ο οργανισμός πληρώσεως αποτελείται από τοιχοποιία οπτοπλινθοδομής η οποία βρίσκεται σε επαφή με τον Φ.Ο. και συμβάλλει ευνοϊκά στην ακαμψία του κτιρίου.

Βλάβες - Φθορές

- ΔΕΝ υπάρχουν βλάβες στο σκυρόδεμα του Φ.Ο. του κτιρίου
- ΔΕΝ υπάρχουν φθορές στους οπλισμούς λόγω διάβρωσης
- Στον οργανισμό πληρώσεως δεν υπάρχουν βλάβες και φθορές (ή είναι αμελητέες όσον αφορά την επίδρασή τους στην ακαμψία του κτιρίου).

Παραδοχές ανασχεδιασμού

- Επιδιωκόμενη Στάθμη Επιτελεστικότητας : C
- Πιθανότητα υπέρβασης 10% (μέση περίοδος επαναφοράς 475 έτη)
- Προσεγγιστικός Υπολογισμός Καθολικού δείκτη Συμπεριφοράς q

Έχουμε:

- ✓ Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων
- ✓ χωρίς ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία
- ✓ Κανονισμός κατασκευής πριν το 1985
- ✓ άρα από τον πίνακα Σ 4.4 έχουμε $q' = 1.70$

Επίσης γνωρίζουμε ότι:

- ✓ Το σύστημα του φέροντος οργανισμού από άποψη πλαστιμότητας είναι Ψαθυρό
- ✓ Η στάθμη επιτελεστικότητας είναι Γ_1 . Οιονεί Κατάρρευση
- ✓ οπότε από τον πίνακα 4.1 έχουμε $q^*/q' = 1.20$
- ✓ Τελικά $q = q' \cdot q^*/q' = 1.70 \cdot 1.20 = 2.04$

Φορτία

Πίνακας 6.1 Φορτία.

(α) Μόνιμα		KN/m^2
Ειδικό βάρος Οπλισμένου Σκυροδέματος	: 25.00	
Επικάλυψη δαπέδων	: 1.20	
Επικάλυψη δώματος	: 1.20	
Γραμμικό φορτίο στο άκρο εξωστών	: 5.00	
Οπτοπλινθοδομές Μπατικές	: 3.60	
Οπτοπλινθοδομές Δρομικές	: 2.10	
(β) Κινητά		
Κατοικιών	: 2.00	
Καταστημάτων	: 5.00	
Εξωστών	: 5.00	
Δώματος	: 1.50	
Κλιμακοστασίων	: 3.50	

Συνθήκες Περιβάλλοντος για ενισχύσεις και προσθήκες

Κατηγορία έκθεσης εξωτερικών επιφανειών	: XC1
Κατηγορία έκθεσης εσωτερικών επιφανειών	: XC1
Επικαλύψεις οπλισμών σκυροδέματος (ενισχύσεων και νέων στοιχείων ΟΣ)	:
• Πλάκες	: 20 mm
• Δοκοί	: 20 mm
• Υποστυλώματα	: 20 mm
• Θεμέλια	: 50 mm

Έδαφος

Τύπος εδάφους	: 50 mm
---------------	---------

Επιτρεπόμενη τάση εδάφους : 25.00 KN/m^2
Μέτρο Ελαστικότητας Εδάφους : 25.00 KN/m^2

Παράμετροι Σεισμικού Φάσματος Επιταχύνσεων

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας : II
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους : $0.24 \cdot g$
Συντελεστής Σπουδαιότητας Κατασκευής : $\gamma_I = 1.00$
Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς : $q = 2.04$
Συντελεστες κινητών φορτίων : $\psi_1 = 0.50$ $\psi_2 = 0.30$
Κατηγορία εδάφους : B
Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ $T_2 = 0.60 \text{ sec}$
Συντελεστής θεμελίωσης : $\theta = 1.00$
Ιδιοπερίοδοι κατασκευής : $T_x = 0.40 \text{ sec}$ $T_y = 0.40 \text{ sec}$
Τεταγμένες φάσματος σχεδιασμού : $Rdx (T_x) = 2.89$ $Rdy (T_y) = 2.89$

Μεθοδολογία Ανάλυσης

Το δόμημα αποτελεί κοινή κατασκευή, της οποίας ο Βασικός Φέρων Οργανισμός έργου κατασκευάζεται από οπλισμένο σκυρόδεμα ενώ ο Οργανισμός Πλήρωσης από οπτοπλινθοδομές. Ο Βασικός Φέρων Οργανισμός αποτελείται από οριζόντιες επάλληλες πλάκες, μονολιθικά συνδεδεμένες με διασταυρούμενες δοκούς και υποστυλώματα ή τοιχώματα, μεμονωμένα πέδιλα και συνδετήριες δοκούς. Ο οργανισμός πλήρωσης θεωρείται ότι μεταφέρει μόνο τα κατακόρυφα φορτία που του αντιστοιχούν στον Βασικό Φέροντα Οργανισμό.

Η ανάλυση που πραγματοποιείται βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές:

1. Ο φορέας αποτελείται από μέλη γραμμικής παραμόρφωσης.

2. Το υλικό κατασκευής είναι συνεχές, ομογενές, ισότροπο και γραμμικό. Ακολουθεί το νόμο του Hooke.
3. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης ισχύουν μόνο για μικρές μετακινήσεις ώστε να είναι δόκιμη η αγνόηση φαινομένων 2^{ης} τάξεως.
4. Οι συντελεστές ακαμψίας υπολογίζονται στον απαραμόρφωτο φορέα ενώ οι εξισώσεις ισορροπίας εφαρμόζονται για την παραμορφωμένη θέση του φορέα.

Ο Φορέας επιλύεται ως πλαίσιο στο χώρο με 6 βαθμούς ελευθερίας ανά ελεύθερο κόμβο (Μέθοδος Χωρικού Πλαισίου), η ανάλυση του οποίου γίνεται με τη Μέθοδο Των Μετακινήσεων. Το πρόγραμμα «κατασκευάζει» το γενικό μητρώο ακαμψίας του φορέα και το συνολικό μητρώο φορτίων της κατασκευής. Δημιουργείται γραμμικό σύστημα εξισώσεων (εξισώσεις ισορροπίας) από την επίλυση του οποίου προκύπτουν οι μεταθέσεις και στροφές των ελευθέρων κόμβων. Εξαιρέση αποτελούν οι αντίστοιχοι κόμβοι της θεμελίωσης για τους οποίους αναιρούνται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας. Από τις μετακινήσεις των κόμβων υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη (3 δυνάμεις και 3 ροπές) στα άκρα κάθε μέλους. Η αντιστροφή του μητρώου ακαμψίας γίνεται με την αριθμητική μέθοδο Cholleski - Skyline.

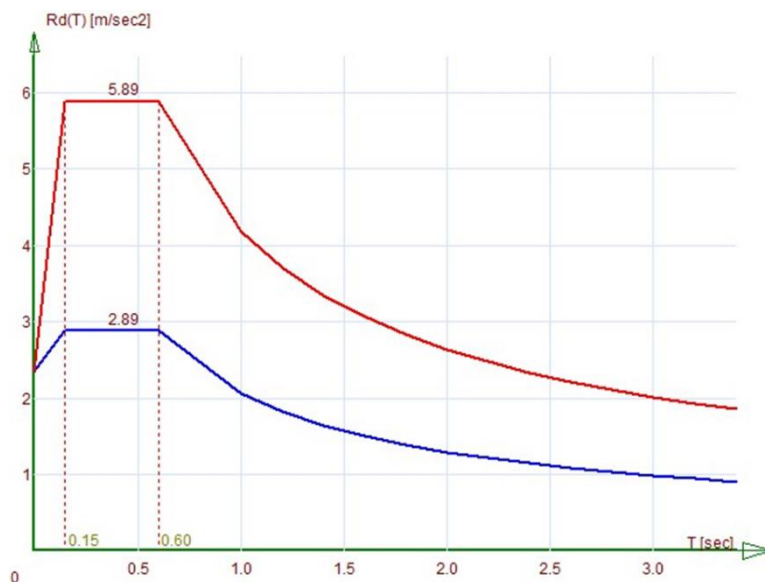
Εξιδανίκευση Γεωμετρίας και Ακαμψίας του Φορέα

Το μαθηματικό προσομοίωμα του φορέα δημιουργείται αυτόματα και στα μέλη αυτού αποδίδονται οι γεωμετρικές ιδιότητες που υπολογίζονται με τους γνωστούς τύπους της γεωμετρίας ενώ για τις ιδιότητες ακαμψίας χρησιμοποιούνται οι γνωστοί τύποι της αντοχής των υλικών, αλλά με τις κατάλληλες μειώσεις λόγω ρηγμάτωσης όπως προβλέπεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. από τον πίνακα Σ.4.1. Το Μέτρο Ελαστικότητας για υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ: $E_c = 29.3 \text{ GPa}$.

Εξιδανίκευση Φορτίσεων

Τα κατακόρυφα φορτία εφαρμόζονται στο φορέα κατά τις παραδοχές του DIN 1045. Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται η ισοδύναμη στατική μέθοδος η καθ' ύψος κατανομή της σεισμικής δράσης θεωρείται τριγωνική με βάση τον τύπο 3.15 του ΕΑΚ 2000, και με εκκεντρότητες σχεδιασμού σύμφωνα με την παράγραφο 3.3.3 και το παράρτημα Στ'. Στην περίπτωση εφαρμογής της δυναμικής φασματικής μεθόδου, το πλήθος των ιδιομορφών που

εξετάζεται καθορίζεται σύμφωνα με την παράγραφο 3.4.2 του ΕΑΚ 2000, ενώ οι εκκεντρότητες σχεδιασμού σύμφωνα με την 3.3.2.



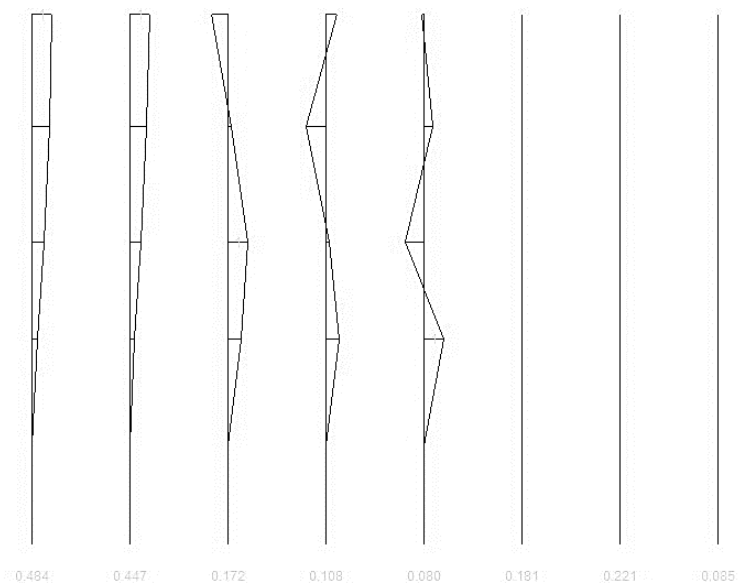
Σχήμα 6.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης κατασκευής.

Το σύστημα των διαφορικών εξισώσεων 2^{ης} τάξεως που προκύπτει επιλύεται κάνοντας χρήση της μεθόδου υπέρθεσης των ιδιομορφών. Η επαλληλία των Ιδιομορφικών αποκρίσεων στο κάθε υπολογιζόμενο μέγεθος γίνεται πάντα με την ακριβή μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Η μέγιστη τιμή τυχόντος μεγέθους αποκρίσεως x για ταυτόχρονη δράση των 2 οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού βρίσκεται με βάση τη μεθοδολογία του Newmark για τους επόμενους συνδυασμούς:

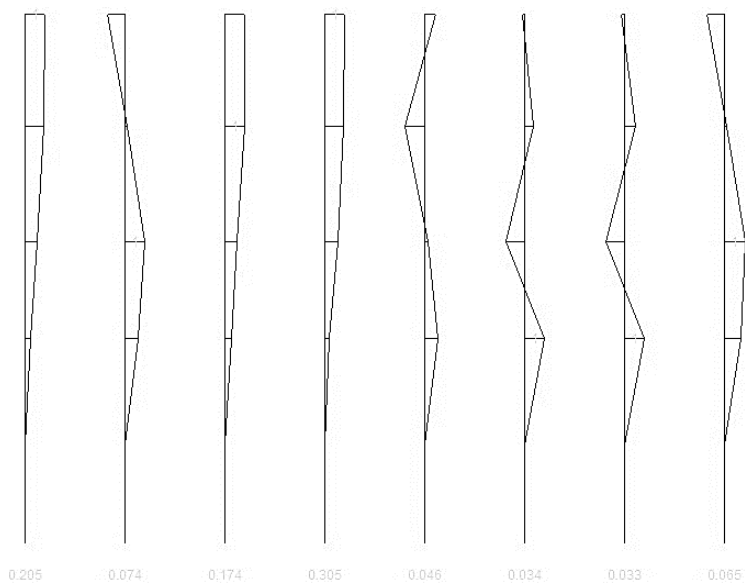
$$X = \pm 1.0 \cdot X_x \pm 0.3 \cdot X_y \quad (6.1)$$

$$X = \pm 0.3 \cdot X_x \pm 1.0 \cdot X_y \quad (6.2)$$

Η προσομοίωση των μαζών της κατασκευής γίνεται κατά τις προδιαγραφές της παραγράφου 3.2.2 του ΕΑΚ 2000.



(α) Αποτίμηση



(β) Ενίσχυση

Σχήμα 6.2 Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης κτιρίου για διαφορετικά T (s) (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

Πλάκες

Το σύστημα των διαφορικών εξισώσεων 2^{ας} τάξεως που προκύπτει επιλύεται κάνοντας χρήση της μεθόδου υπέρθεσης των ιδιομορφών. Η επαλληλία των Ιδιομορφικών αποκρίσεων στο κάθε υπολογιζόμενο μέγεθος γίνεται πάντα με την ακριβή μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Η μέγιστη τιμή τυχόντος μεγέθους αποκρίσεως x για ταυτόχρονη δράση των 2 οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού βρίσκεται με βάση τη μεθοδολογία του Newmark για τους επόμενους συνδυασμούς:

$$X = \pm 1.0 \cdot X_x \pm 0.3 \cdot X_y \quad (6.1)$$

$$X = \pm 0.3 \cdot X_x \pm 1.0 \cdot X_y \quad (6.2)$$

Η προσομοίωση των μαζών της κατασκευής γίνεται κατά τις προδιαγραφές της παραγράφου 3.2.2 του ΕΑΚ 2000.

Πλάκες

Τα εντατικά μεγέθη των πλακών υπολογίζονται με τη μέθοδο Czerny. Οι αντιδράσεις ομοιόμορφα φορτισμένων πλακών υπολογίζονται κατά DIN 1045, με γεωμετρικό μερισμό των επιφανειών φόρτισης προκειμένου να κατανεμηθούν ως φορτία στις περιμετρικές δοκούς. Οι μέγιστες και ελάχιστες ροπές ανοίγματος υπολογίζονται κατά τις προδιαγραφές ΕΚΩΣ.

Θεμελιώσεις

Οι δράσεις σχεδιασμού υπολογίζονται με βάση το συνδυασμό της σχέσης (5.1) της παραγρ. 5.2.2 ΕΑΚ 2000

$$S_{fd} = S_y \pm \alpha_{cd} \cdot S_e \quad (6.3)$$

Όπου,

S_y : εντατικό μέγεθος από τις μη σεισμικές δράσεις του σεισμικού συνδυασμού

S_e : εντατικό μέγεθος από τη σεισμική δράση που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση που χρησιμοποιήθηκε για τον προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή α_{cd} .

Η ικανοτική ένταση για την οποία ελέγχονται τα θεμέλια, πρέπει να παραλαμβάνεται από το έδαφος χωρίς υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Η ροπή που μεταφέρεται στο έδαφος (θεωρούμενο ως ακλόνητη στήριξη) λόγω κατασκευαστικής εκκεντρότητας και σεισμικής ροπής, προκαλεί στροφή στο θεμέλιο και κατανέμεται στα στοιχεία ακαμψίας (Υποστυλώματα, Συνδετήριους Δοκούς και Έδαφος) με βάση το Δείκτη Αντιστάσεως του καθενός. Επιπρόσθετα γίνεται έλεγχος στη βάση του υποστυλώματος για τη ροπή που προέρχεται από τη στροφή του πεδύλου.

Η επίλυση των Πεδιλοδοκών γίνεται χρησιμοποιώντας για την εξιδανίκευση του εδάφους το μοντέλο Winkler.

Διαστασιολόγηση νέων στοιχείων και προσθηκών

Η διαστασιολόγηση γίνεται με τη μέθοδο της συνολικής αντοχής. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η φέρουσα ικανότητα και η λειτουργικότητα εκτελούνται στις κρίσιμες διατομές των μελών όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ΟΚΑ και ΟΚΛ σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ καθώς και όλοι οι ικανοτικοί έλεγχοι σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000.

Οι δράσεις σχεδιασμού υπολογίζονται, με βάση την ισχύ της αρχής της επαλληλίας ως εξής:

$$S_d = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q \text{ για στατική φόρτιση} \quad (6.4)$$

$$S_d = G + \Psi_2 \cdot Q \pm \gamma SD \cdot E(G + \Psi_2 \cdot Q) \text{ για φόρτιση με σεισμό} \quad (6.5)$$

Όπου $\gamma SD = 1.00$ (Πίνακα Σ.4.2)

Κοιτοστρώσεις

Η γενική κοιτόστρωση ελέγχεται ως σύστημα από πλάκες εδραζόμενες επί εσχάρας πέδιλοδοκών. Η εσχάρα πέδιλοδοκών θεωρείται εδραζόμενη επί ελαστικού εδάφους κατά το μοντέλο Winkler (μέθοδος ελατηρίων) με σταθερά ελατηρίου τον δείκτη εδάφους K . Στους

κόμβους της εσχάρας θεωρούνται συγκεντρωμένα τα φορτία και οι ροπές των υποστυλωμάτων από την ανωδομή.

Με βάση τα ανωτέρω επιλύεται η εσχάρα πέδιλοδοκών και ελέγχεται η επάρκεια των πέδιλοδοκών. Οι πλάκες της κοιτόστρωσης αναλύονται κατά Czerny και ελέγχεται η επάρκειά τους σε κάμψη και διάτμηση.

Περιμετρικά τοιχεία υπογείων

Τα τοιχώματα υπογείων προσομοιώνονται με χιαστί άκαμπτες ράβδους με πλάτος όσο το πλάτος του DT, π.χ. 0.25m και κρέμαση 1.00m. αλλά όχι μεγαλύτερη από το μισό του ανοίγματος του DT. Η προσομοίωση αυτή των περιμετρικών τοιχείων είναι αρκετά κοντά στην πραγματικότητα.

6.2 ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

Τα Υλικά των επεμβάσεων θα είναι:

- Σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30
- Χάλυβας κατηγορίας B500C

Οι Κανονισμοί που εφαρμόστηκαν είναι:

- Κανονισμός φορτίσεων δομικών έργων (Β.Δ. 10/12/1945)
- Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος:
- ΦΕΚ 1329B/6-11-2000, ΦΕΚ 447/5-3-2004
- Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός:
- ΦΕΚ 2184B/1999, ΦΕΚ 781B/18-6-2003, ΦΕΚ 1153,1154/12-8-2003
- Κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.):
- ΦΕΚ 42/B/20-1-2012, ΦΕΚ 2187/B/05-09-2013

Συνοπτική περιγραφή των επεμβάσεων:

Οι επεμβάσεις όπως φαίνονται στα σχέδια ξυλοτύπων και τεύχη μελετών, τα οποία αριθμούνται στον συνημμένο κατάλογο, περιλαμβάνουν:

1. Ενισχύσεις υποστυλωμάτων, (δοκών, θεμελίων, πλακών) με μανδύες εκτοξευόμενου οπλισμένου σκυροδέματος (ή με μεταλλικά ελάσματα ή με ινοπλισμένα Πολυμερή ανθρακουαλουφάσματα),
2. Ενισχύσεις οργανισμού πληρώσεως με μανδύες εκτοξευόμενου οπλισμένου σκυροδέματος.

Μέτρα Ασφαλείας:

Τα μέτρα ασφαλείας που θα ληφθούν κατά τη διάρκεια του έργου περιλαμβάνουν υποστύλωση υποστυλωμάτων ή δοκών που έχουν υποστεί βλάβη μέχρι την αποκατάστασή τους.

Προεργασίες:

Οι προεργασίες που θα γίνουν στον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό θα είναι:

- καθαίρεση σκυροδέματος επικάλυψης των ενισχυόμενων στοιχείων
- καθαρισμός επιφανειών σκυροδέματος και οπλισμών
- εκσκαφές θεμελίων

Αναλυτική Περιγραφή σχεδιασμού των επεμβάσεων.

Η σεισμική φόρτιση του φορέα υπολογίζεται από το σεισμικό φάσμα του ΕΑΚ 2000 και με τις παραμέτρους που αναφέρονται παραπάνω.

Οι ακαμψίες των μελών υπολογίζονται προσεγγιστικά με βάση τον πίνακα Σ.4.1 της §4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η μέθοδος ανάλυσης είναι η ελαστική δυναμική με ενιαίο δείκτη συμπεριφοράς, q .

Οι προβλεπόμενες επεμβάσεις και η σύνδεσή τους με τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό σχεδιάζονται με βάση τα εντατικά μεγέθη της ανάλυσης ως εξής:

Α. Γίνεται έλεγχος για την αντοχή σε διάτμηση της διεπιφάνειας παλαιού-νέου σκυροδέματος σύμφωνα με τις §6.1.1.1, §6.1.1.3, §6.1.1.4 αντίστοιχα του ΚΑΝΕΠΕ σύμφωνα με την υπολογιζόμενη αντοχή βλήτρων και αναρτήτων.

Β. Γίνεται έλεγχος περίσφιγξης πυρήνα σκυροδέματος με συνδετήρες ή ελάσματα ή ινοπλισμένα πολυμερή (ΙΟΠ) σύμφωνα με τις §6.2.1-§6.2.3.

Γ. Για ενισχυόμενες πλάκες και δοκούς με προσθήκη νέας στρώσης οπλισμένου σκυροδέματος ή ελασμάτων από χάλυβα ή ΙΟΠ με σκοπό την ενίσχυση της εφελκόμενης ζώνης, γίνονται αντίστοιχες διαστασιολογήσεις σύμφωνα με την §8.2.1.3.

Δ. Για ενισχυόμενα υποστυλώματα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, προς ταυτόχρονη ενίσχυση της εφελκόμενης και θλιβόμενης ζώνης, γίνονται υπολογισμοί σύμφωνα με §8.2.1.5.

Ε. Για αύξηση της φέρουσας ικανότητας δοκών έναντι τέμνουσας, με μανδύα ή ΙΟΠ, η διαστασιολόγηση γίνεται σύμφωνα με την §8.2.2.

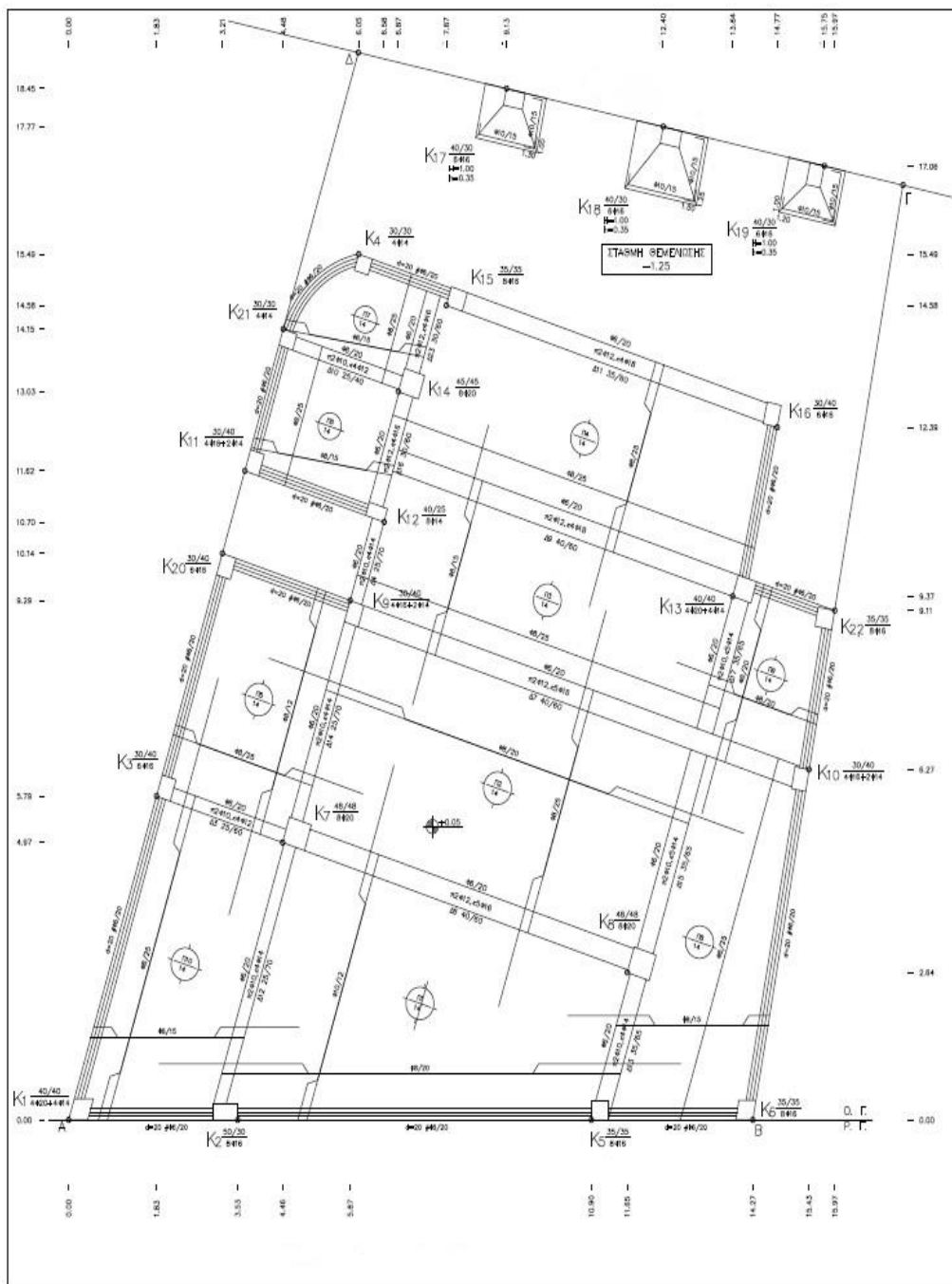
Ζ. Για ενίσχυση κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων,

- προς αύξηση της πλαστιμότητάς τους σύμφωνα με §8.2.3
- προς αύξηση της δυσκαμψίας τους σύμφωνα με §8.2.4
- προς κάλυψη της ανεπάρκειας οπλισμού σύμφωνα με την §8.3

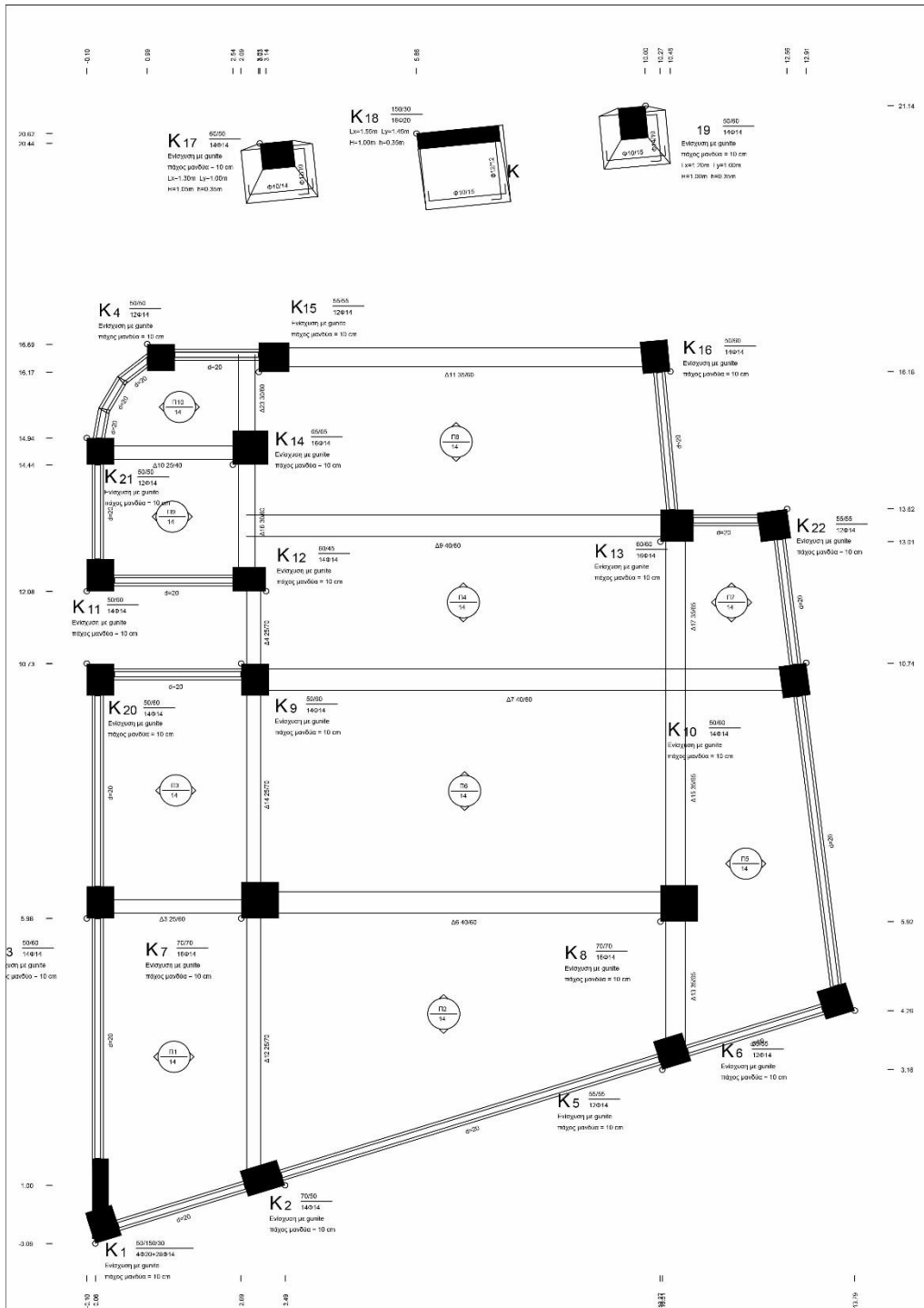
Η. Οι ενισχύσεις τοιχωμάτων υπολογίζονται σύμφωνα με την §8.4.

6.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ

6.3.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ 2



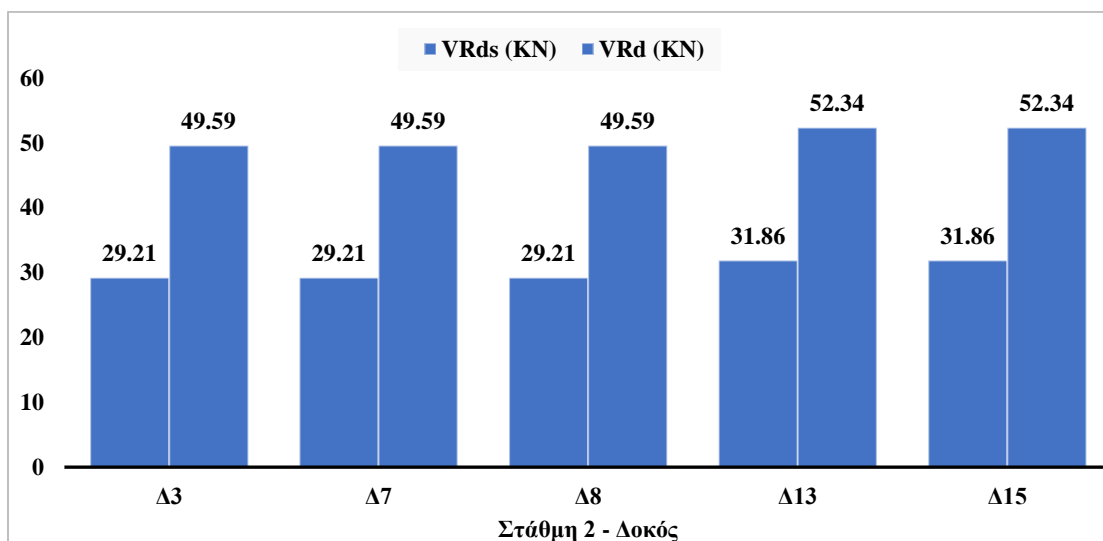
Σχήμα 6.3 Στάθμη 2 - Κάτοψη Αποτίμησης.



Σχήμα 6.4 Σταθμή 2 - Κάτοψη Ενίσχυσης.

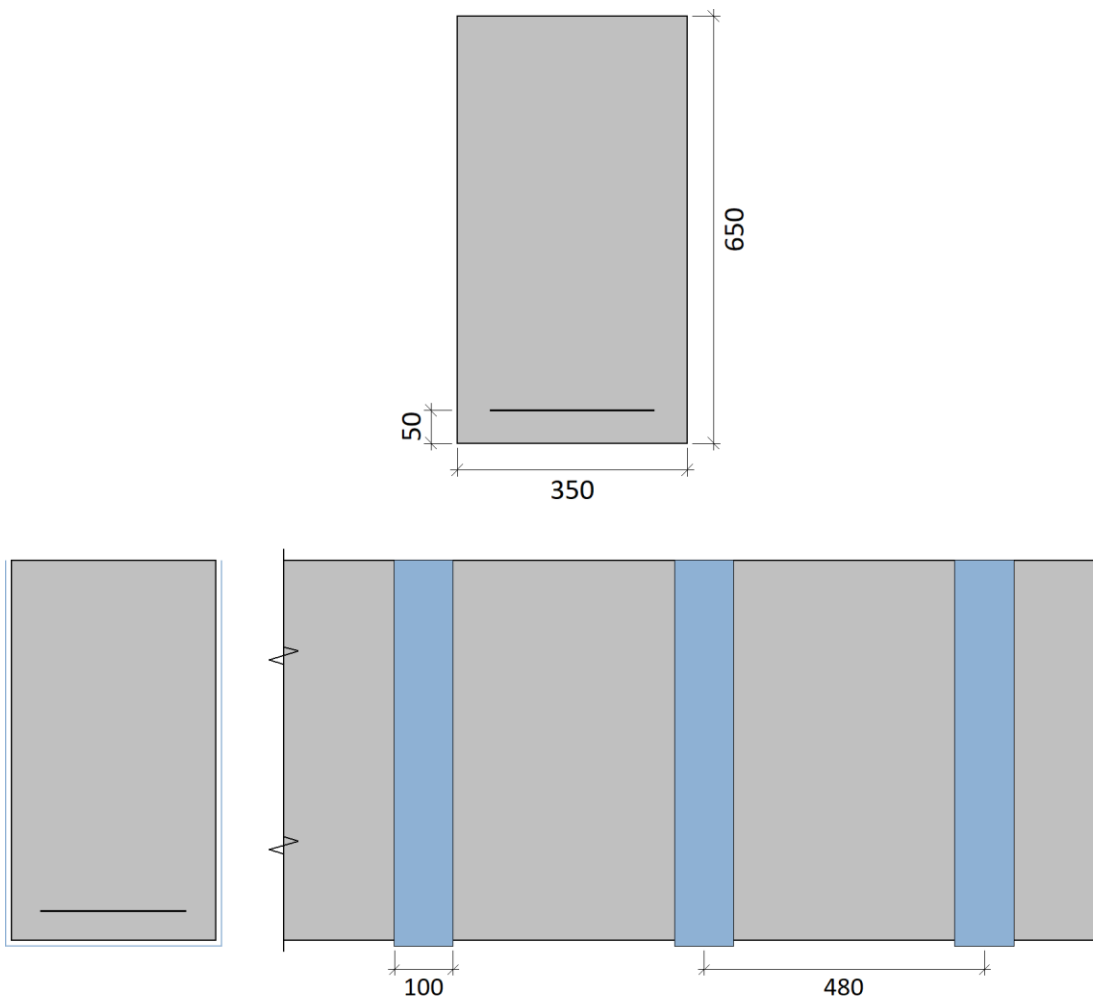
6.3.3.1 ΣΤΑΘΜΗ 2 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΩΝ

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προγράμματος “*STATICS*”, αποδεικνύεται πως, οι δοκοί της **Στάθμης 2**, κατά κανόνα έχουν έντονα προβλήματα σε διάτμησης. Ο υπολογισμός των ενισχύσεων πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό “*Sika CarboDur*” και το EN 1992-1-1. Στο πλαίσιο της ενίσχυσης, στο πρόγραμμα, εισήχθησαν ως δεδομένα οι διαστάσεις των στοιχείων, οι ποιότητες των υπαρχόντων υλικών, οι υφιστάμενοι οπλισμοί και υπολογίσθηκαν από το πρόγραμμα τα χαρακτηριστικά των ενισχύσεων, καθώς και οι αντοχές των στοιχείων μετά την ενίσχυση.

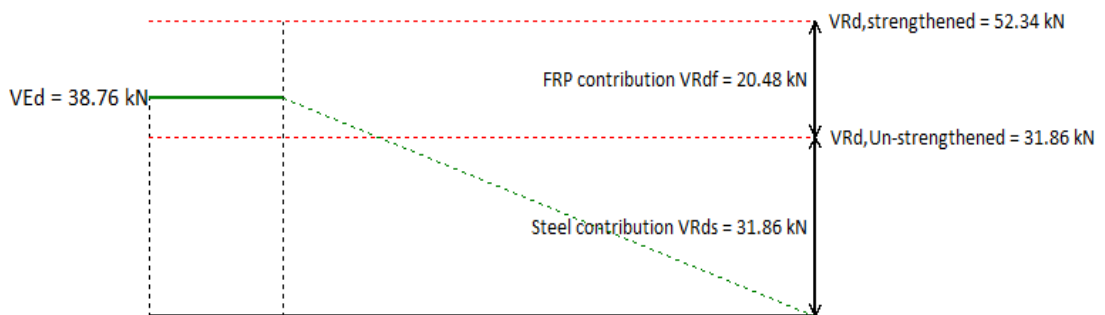


Σχήμα 6.5 Στάθμη 2 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).

Στον **Πίνακα 6.3**, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη **Στάθμη 2** της αποτίμησης των δοκών. Για τη διατμητική ενίσχυση όλων των δοκών χρησιμοποιούνται μανδύες υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή (1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm) με αντοχή σε εφελκυσμό $413 \text{ KN}/\text{m}$, εφελκυστική ακαμψία $28.4 \text{ MN}/\text{m}$ και $t_f = 0.129 \text{ mm}$. Οι ενισχύσεις γίνονται στις δοκούς Δ3, Δ7, Δ8, Δ13 και Δ15 (**Πίνακας 6.2**). Σε όλες τις δοκούς τοποθετείται μία στρώση υφάσματος 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm πάχους 10 cm (**Σχήμα 6.17**).



Σχήμα 6.6 Στάθμη 2 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ13 μετά από ενίσχυση με FRP.



Σχήμα 6.7 Στάθμη 3 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ13 (350 x 650 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.

Στο διάγραμμα του **Σχήματος 6.5** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αύξησης της τέμνουσας, VR_{ds} , του υφισταμένου οπλισμού διάτμησης πριν την ενίσχυση καθώς και η VR_d μετά την εφαρμογή υφασμάτων 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm μιας στρώσης, πάχους 10 cm. Τη μέγιστη αύξηση (52.34 KN) της VR_d , παρουσίασαν οι δοκοί Δ13 ΚΑΙ Δ15, διαστάσεων 35x60 cm. Η VR_{df} που αναλαμβάνουν τα υφάσματα φτάνει τα 20.56 KN. Τα υφάσματα στη δοκό Δ13, τοποθετούνται σε απόσταση 480 mm.

Στο **Σχήμα 6.6** φαίνονται ενδεικτικά, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες τοποθέτησης των υφασμάτων (1/3 SikaWrap® 230C) μετά την ενίσχυση και στο **Σχήμα 6.7** η εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ13 (350 x 650 mm) πριν και μετά από ενίσχυση.

Πίνακας 6.2 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 2 (Z = 0.00 m).

Α/Α	Διαστάσεις	l (m)	gm (KN/m ²)	gk (KN/m ²)	Κάμψη		Διάτμηση		
					Πάνω	Κατω	Άκρο 1	Άκρο 2	
1	Δ3	25/60	2.88	15.10	8.90	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20
2	Δ7	40/60	9.76	16.1	12.2	2Φ12	5Φ16	Φ6/20	Φ6/20
3	Δ8	40/60	9.76	16.1	12.2	2Φ12	5Φ16	Φ6/20	Φ6/20
4	Δ13	35/65	2.74	15.60	11.80	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
5	Δ15	35/65	4.17	15.40	11.70	2Φ10	5Φ14	Φ6/20	Φ6/20

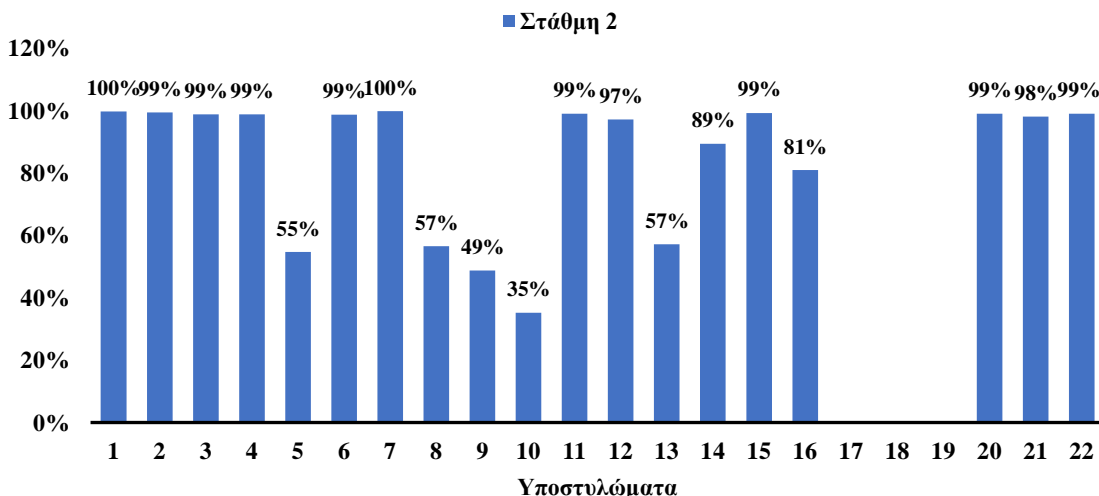
Πίνακας 6.3 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 2 (Z = 0.00 m).

Α/Α	Διαστάσεις	Ved (KN)	VRds (KN)	VRdf (KN)	VRd (KN)	Vrdmax (KN)	Ενίσχυση	Απόσταση μεταξύ (mm)	
1	Δ3	25/60	33.74	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
2	Δ7	40/60	40.04	29.21	20.39	49.59	712.8	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
3	Δ8	40/60	40.04	29.21	20.39	49.59	712.8	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
4	Δ13	35/65	38.76	31.86	20.48	52.34	680.4	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	480
5	Δ15	35/65	38.76	31.86	20.48	52.34	680.4	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	480

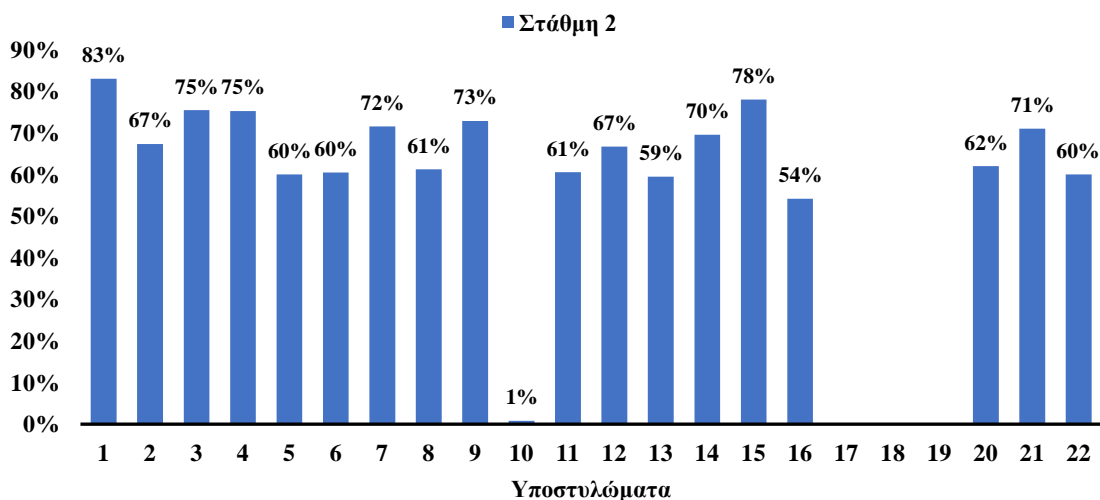
6.3.1.2 ΣΤΑΘΜΗ 2 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Στον Πίνακα 6.4, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη Στάθμη 2 της αποτίμησης 19 των υποστυλωμάτων της υφιστάμενης κατασκευής καθώς και της ενίσχυσης τους με την τοποθέτηση οπλισμού, που στερεώθηκε με τα απαραίτητα βλήτρα και στη συνέχεια με τη δημιουργία νέας στρώσης με τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (gunite) πάχους 10. Για τα υποστυλώματα αυτά κρίθηκε απαραίτητη η ενίσχυση σε όλο το ύψος τους. Στα διαγράμματα των Σχημάτων 6.8 και 6.9 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{Rd} και N_{sd}/N_{Rd} μετά την ενίσχυση. Τη μέγιστη μείωση (100%) του λόγου M_{sd}/M_{Rd} παρουσίασαν τα υποστυλώματα K1 και K7. Την μικρότερη μείωση (35%), έδωσε το υποστυλώμα K10. Σχετικά με το λόγο N_{sd}/N_{Rd} τη μέγιστη μείωση (83%) παρουσίασε το υποστυλώμα K1 και την μικρότερη επίδραση στην ενίσχυση (1%) παρουσιάζει το υποστυλώμα K10.

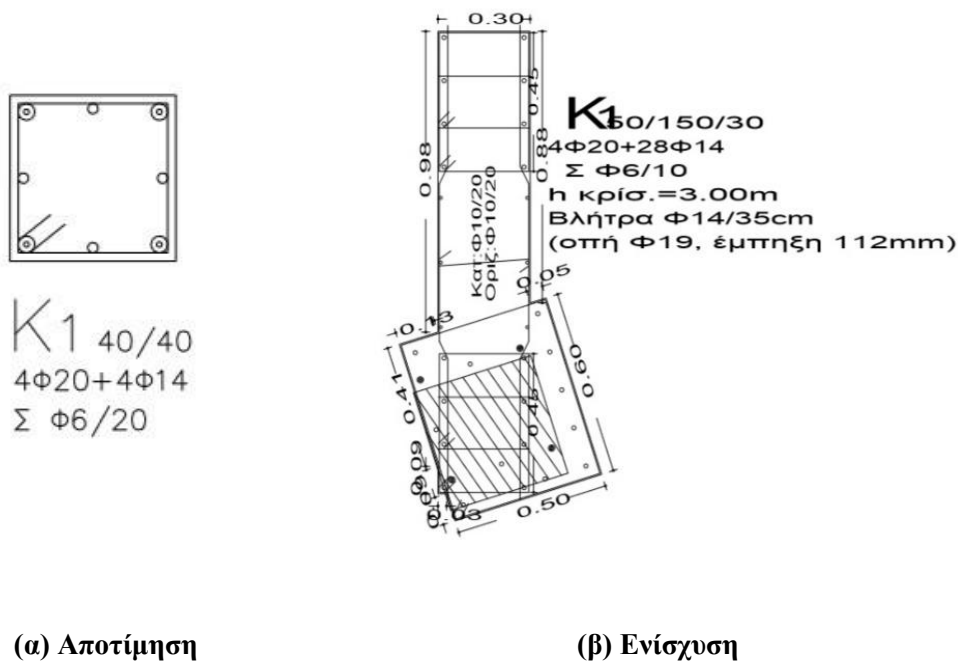
Στο Σχήμα 6.10 φαίνονται ενδεικτικά οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες του υποστυλώματος K1 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυσης. Στο Παράρτημα Α' παρουσιάζονται αναλυτικά οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες όλων των υποστυλωμάτων (K1 έως K22) της Στάθμης 2 (Σχήμα Α.1 – Α.7).



Σχήμα 6.8 Στάθμη 2 - Ποσοστό μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{Rd} μετά την ενίσχυση με gunite.



Σχήμα 6.9 Στάθμη 2 - Ποσοστό μείωσης του λόγου N_{sd}/N_{Rd} μετά την ενίσχυση με gunite.

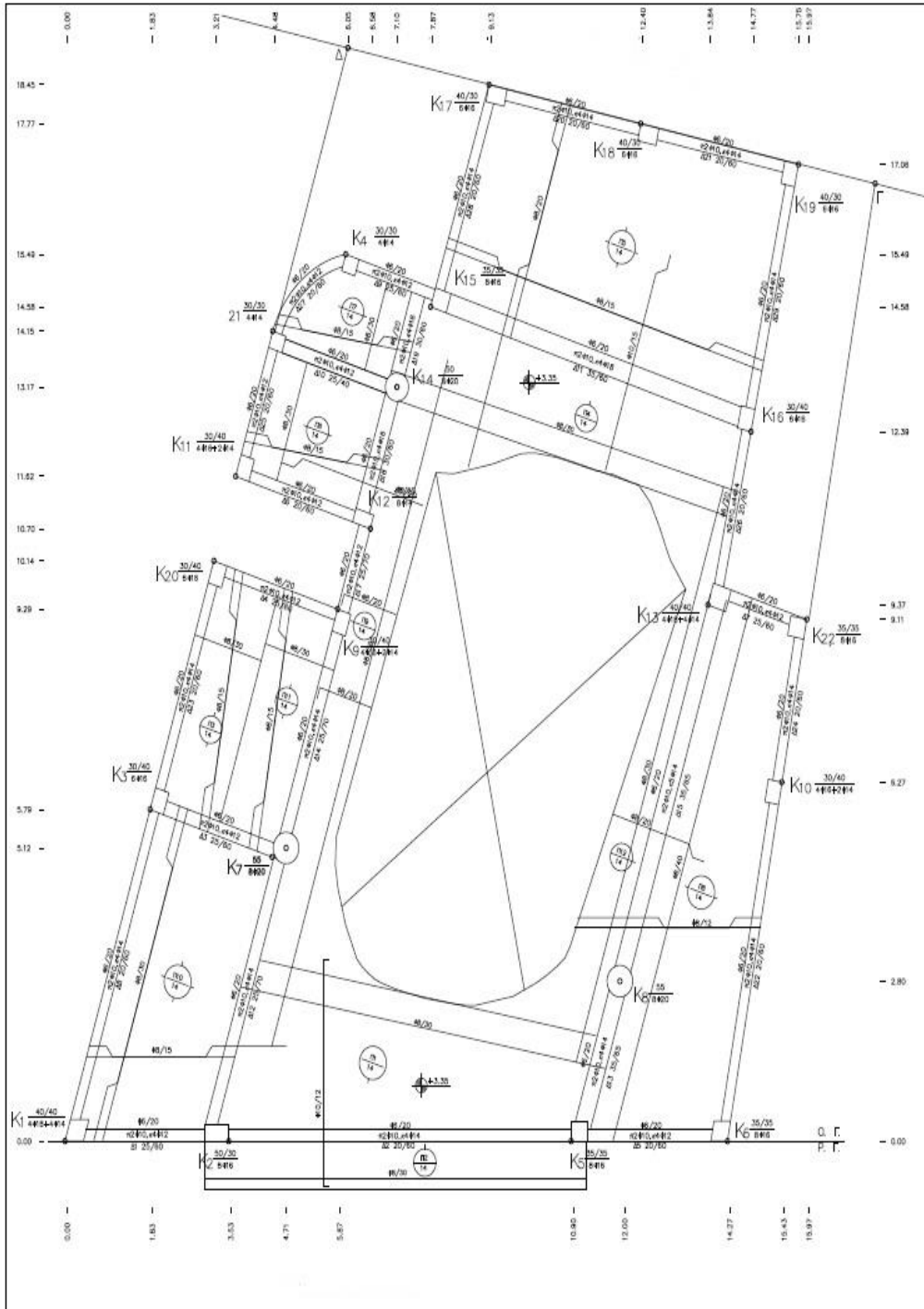


Σχήμα 6.10 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες του υποστρώματος K1 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

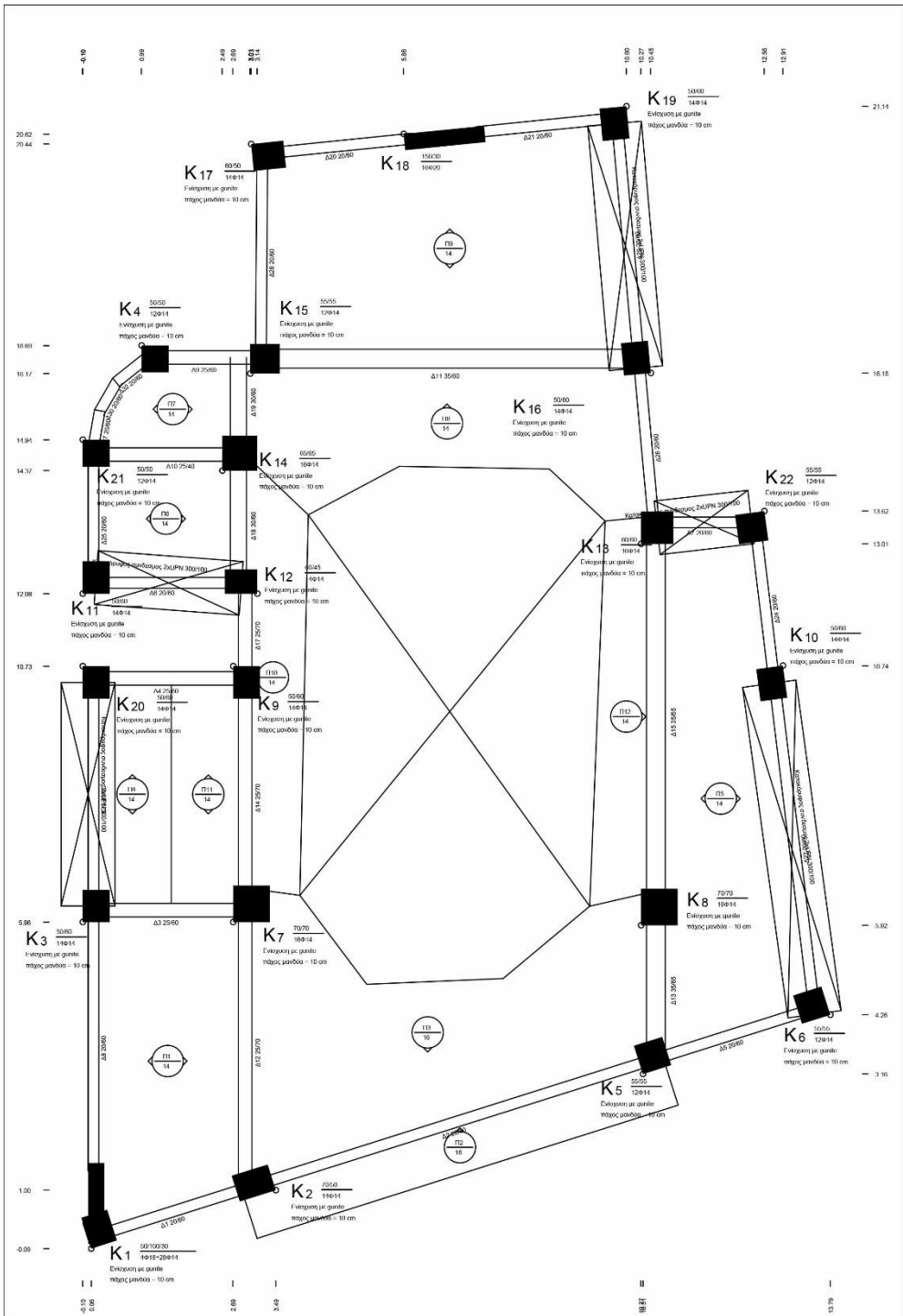
Πίνακας 6.4 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστρωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 2 (Z = 0.00 m).

A/A	Αποτίμηση			Ενίσχυση			Βλήτρα			Μέθοδος ενίσχυσης
	Γεωμετρία διατομής X/Y	Κύριως οπλισμός	Συνδετήρες	Γεωμετρία διατομής X/Y	Κύριως οπλισμός	Συνδετήρες	Οπλισμός	Οπή	Έμπτυξη	
K1	40/40	4Φ20+4Φ14	Φ6/20	30/150	4Φ20+28Φ14	Φ6/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 10cm
K2	50/30	8Φ16	Φ6/20	70/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K3	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K4	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K5	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K6	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K7	50/50	8Φ20	Φ6/20	70/70	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K8	50/50	8Φ20	Φ6/20	70/70	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K9	30/40	4Φ16+2Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K10	30/40	4Φ16+2Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K11	30/40	4Φ16+2Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K12	40/25	8Φ14	Φ6/20	60/45	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K13	40/40	4Φ20+4Φ14	Φ6/20	60/60	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K14	45/45	8Φ20	Φ6/20	65/65	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K15	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K16	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K17	40/30	6Φ16	Φ6/20	60/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K18	30/40	6Φ16	Φ6/20	150/30	16Φ20	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K19	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K20	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K21	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	
K22	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112 mm	

6.3.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ 3



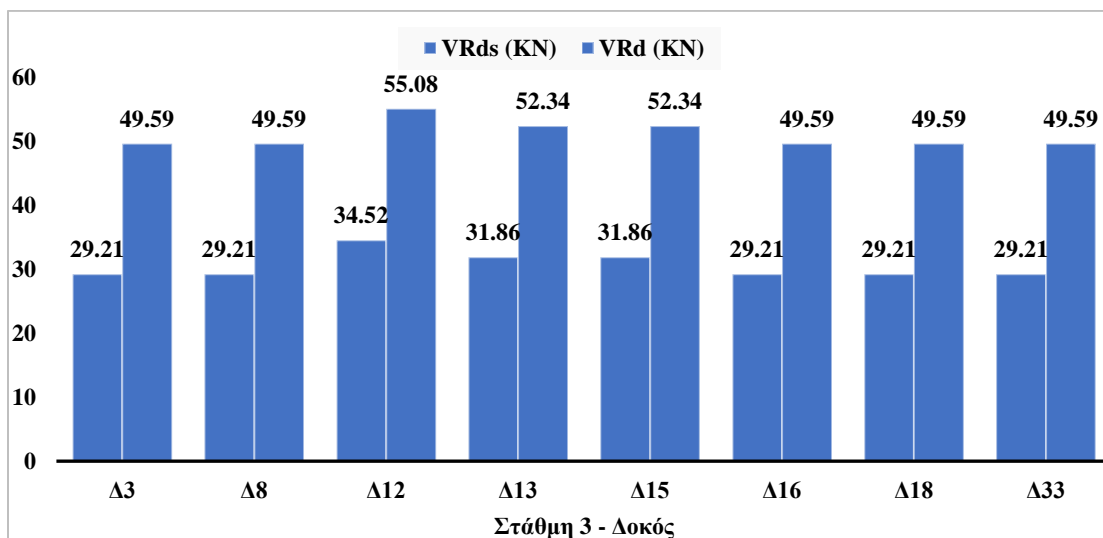
Σχίμα 6.11 Στάθμη 3 - Κάτοψη Αποτίμησης.



Σχήμα 6.12 Στάθμη 3 - Κάτοψη Ενίσχυσης.

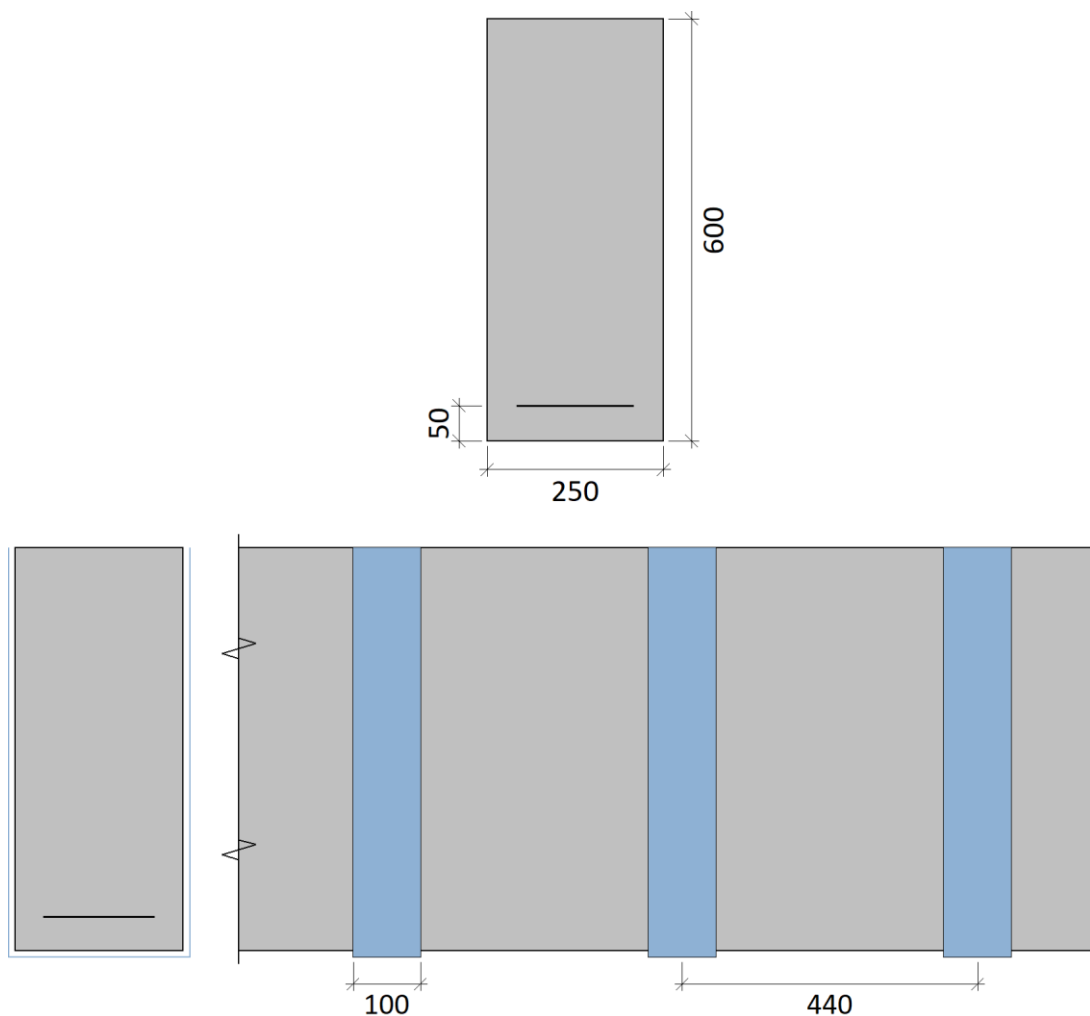
6.3.2.1 ΣΤΑΘΜΗ 3 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΩΝ

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προγράμματος “STATICS”, αποδεικνύεται πως, οι δοκοί της **Στάθμης 3**, κατά κανόνα έχουν έντονα προβλήματα σε διάτμησης. Ο υπολογισμός των ενισχύσεων πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό “Sika CarboDur” και το EN 1992-1-1. Στο πλαίσιο της ενίσχυσης, στο πρόγραμμα, εισήχθησαν ως δεδομένα οι διαστάσεις των στοιχείων, οι ποιότητες των υπαρχόντων υλικών, οι υφιστάμενοι οπλισμοί και υπολογίσθηκαν από το πρόγραμμα τα χαρακτηριστικά των ενισχύσεων, καθώς και οι αντοχές των στοιχείων μετά την ενίσχυση.

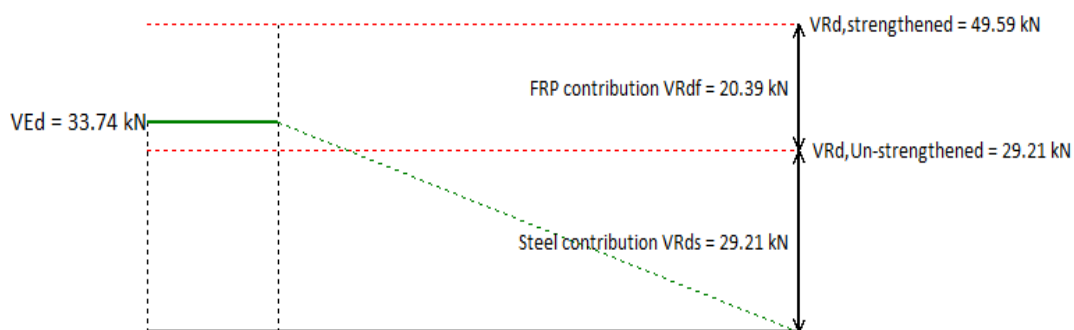


Σχήμα 6.13 Στάθμη 2 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).

Στους **Πίνακες 6.5**, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη **Στάθμη 3** της αποτίμησης των δοκών. Για τη διατμητική ενίσχυση όλων των δοκών χρησιμοποιούνται μανδύες υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή (1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm) με αντοχή σε εφελκυσμό $413 \text{ KN}/\text{m}$, εφελκυστική ακαμψία $28.4 \text{ MN}/\text{m}$ και $t_f = 0.129 \text{ mm}$. Οι ενισχύσεις γίνονται στις δοκούς Δ3, Δ8, Δ12, Δ13, Δ15, Δ16, Δ18 και Δ33 (**Πίνακας 6.6**). Σε όλες τις δοκούς τοποθετείται μία στρώση υφάσματος 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm πάχους 10 cm (**Σχήμα 6.13**).



Σχήμα 6.14 Στάθμη 2 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ3 μετά από ενίσχυση με FRP.



Σχήμα 6.15 Στάθμη 2 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ3 (250 x 600 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.

Στο διάγραμμα του **Σχήματος 6.13** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αύξησης της τέμνουσας, VR_{ds} , του υφισταμένου οπλισμού διάτμησης πριν την ενίσχυση καθώς και η VR_d μετά την εφαρμογή υφασμάτων 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm μιας στρώσης, πάχους 10 cm. Τη μέγιστη αύξηση (55.08 KN) της VR_d , παρουσίασε η δοκός Δ12 διαστάσεων 25x70 cm. Η VR_{df} που αναλαμβάνουν τα υφάσματα φτάνει τα 20.56 KN. Τα υφάσματα στη δοκό Δ12, τοποθετούνται σε απόσταση 520 mm.

Σχήμα 6.14 φαίνονται ενδεικτικά, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες τοποθέτησης των υφασμάτων (1/3 SikaWrap® 230C) μετά την ενίσχυση και στο **Σχήμα 6.15** η εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ3 (250 x 600 mm) πριν και μετά από ενίσχυση.

Πίνακας 6.5 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 3 (Z = 3.30 m).

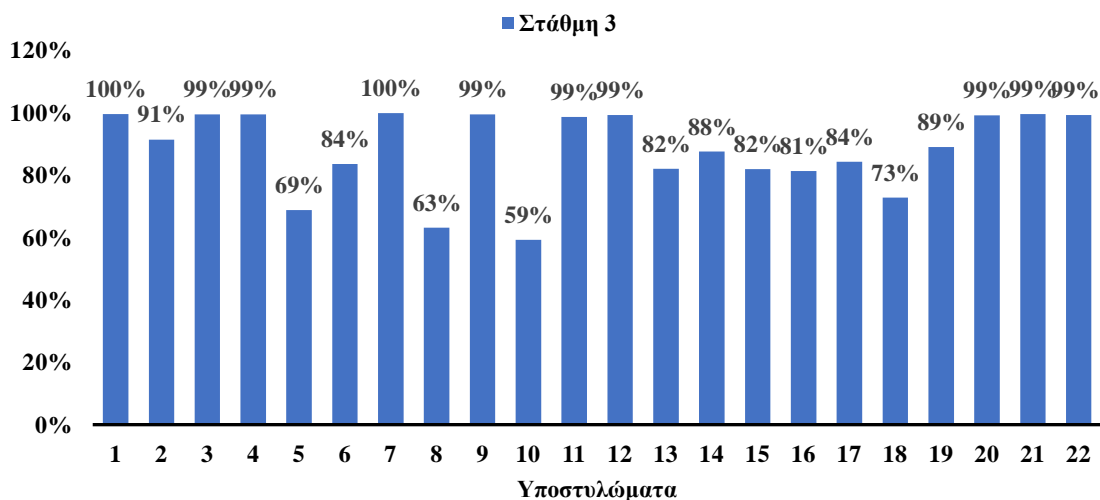
Α/Α	Διαστάσεις	l (m)	gm (KN/m ²)	gk (KN/m ²)	Κάμψη		Διάτμηση		
					Πάνω	Κατω	Άκρο 1	Άκρο 2	
1	Δ3	25/60	2.88	15.10	8.90	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20
2	Δ8	40/60	9.79	16.10	12.20	2Φ12	5Φ16	Φ6/20	Φ6/20
3	Δ12	25/70	5.24	16.40	13.70	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
4	Δ13	35/65	2.74	15.40	11.10	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
5	Δ15	35/65	4.17	15.40	11.70	2Φ10	5Φ14	Φ6/20	Φ6/20
6	Δ16	30/60	2.46	12.60	9.30	2Φ12	4Φ16	Φ6/20	Φ6/20
7	Δ18	30/60	2.46	12.60	9.30	2Φ12	4Φ16	Φ6/20	Φ6/20
8	Δ33	25/60	2.88	15.10	8.90	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20

Πίνακας 6.6 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 3 (Z = 3.30 m).

Α/Α	Διαστάσεις	Ved (KN)	VRds (KN)	VRdf (KN)	VRd (KN)	Vrdmax (KN)	Ενίσχυση	Απόσταση μεταξύ (mm)	
1	Δ3	25/60	33.74	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
2	Δ8	40/60	40.04	29.21	20.39	49.59	712.8	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
3	Δ12	25/70	42.69	34.52	20.56	55.08	526.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	520
4	Δ13	35/65	37.44	31.86	20.48	52.34	680.4	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	480
5	Δ15	35/65	38.34	31.86	20.48	52.34	680.4	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	480
6	Δ16	30/60	31.41	29.21	20.39	49.59	534.6	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
7	Δ18	30/60	31.41	29.21	20.39	49.59	534.6	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
8	Δ33	25/60	33.74	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440

6.3.2.2 ΣΤΑΘΜΗ 3 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Στον Πίνακα 6.8, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη Στάθμη 3 της αποτίμησης 22 των υποστυλωμάτων της υφιστάμενης κατασκευής καθώς και της ενίσχυσης τους με την τοποθέτηση οπλισμού, που στερεώθηκε με τα απαραίτητα βλήτρα και στη συνέχεια με τη δημιουργία νέας στρώσης με τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (gunite) πάχους 10 cm. Στη Στάθμη 3 μεταξύ των υποστυλωμάτων K16-K19, K13-K22, K6-K10, K3-K20 και K11-K12 πραγματοποιήθηκε ενίσχυση με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν κατακόρυφα χιαστί συστήματα δοκών τύπου UPN (Πίνακας 6.7).



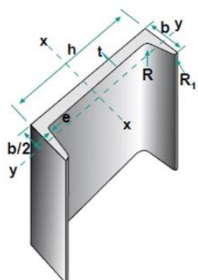
Σχήμα 6.16 Στάθμη 3 - Ποσοστό μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{Rd} μετά την ενίσχυση με gunite.

Στα διαγράμματα των Σχημάτων 6.16 και 6.17 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{Rd} και N_{sd}/N_{Rd} μετά την ενίσχυση. Τη μέγιστη μείωση (100%) του λόγου M_{sd}/M_{Rd} παρουσίασαν τα υποστυλώματα K1 και K7. Την μικρότερη μείωση (59%), έδωσε το υποστυλώμα K10. Σχετικά με το λόγο N_{sd}/N_{Rd} τη μέγιστη μείωση (87%)

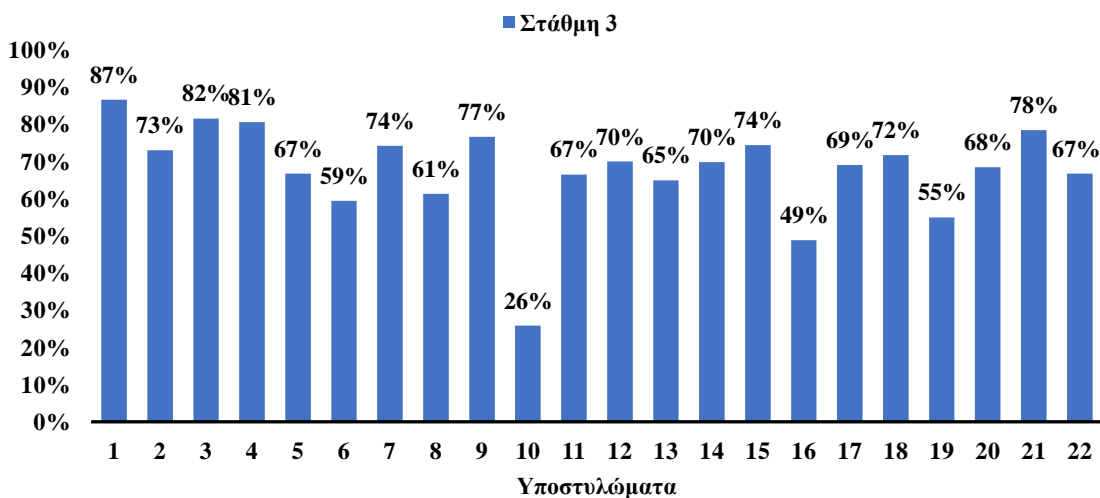
παρουσίασε το υποστύλωμα K1 και την μικρότερη επίδραση στην ενίσχυση (26%) παρουσιάζει το υποστύλωμα K10.

Στο **Παράρτημα Α'** παρουσιάζονται αναλυτικά οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες όλων των υποστυλωμάτων (K1 έως K22) της **Στάθμης 3** (Σχήμα Α.8 – Α.14).

Πίνακας 6.7 Κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι ενίσχυσης Στάθμη 3 (Z = 3.30 m).



Θέση	Τεμάγια	Διατομή
K19-K16	2	UPN300/100
K13-K22	2	UPN300/100
K10-K6	2	UPN300/100
K3-K20	2	UPN300/100
K11-K12	2	UPN300/100

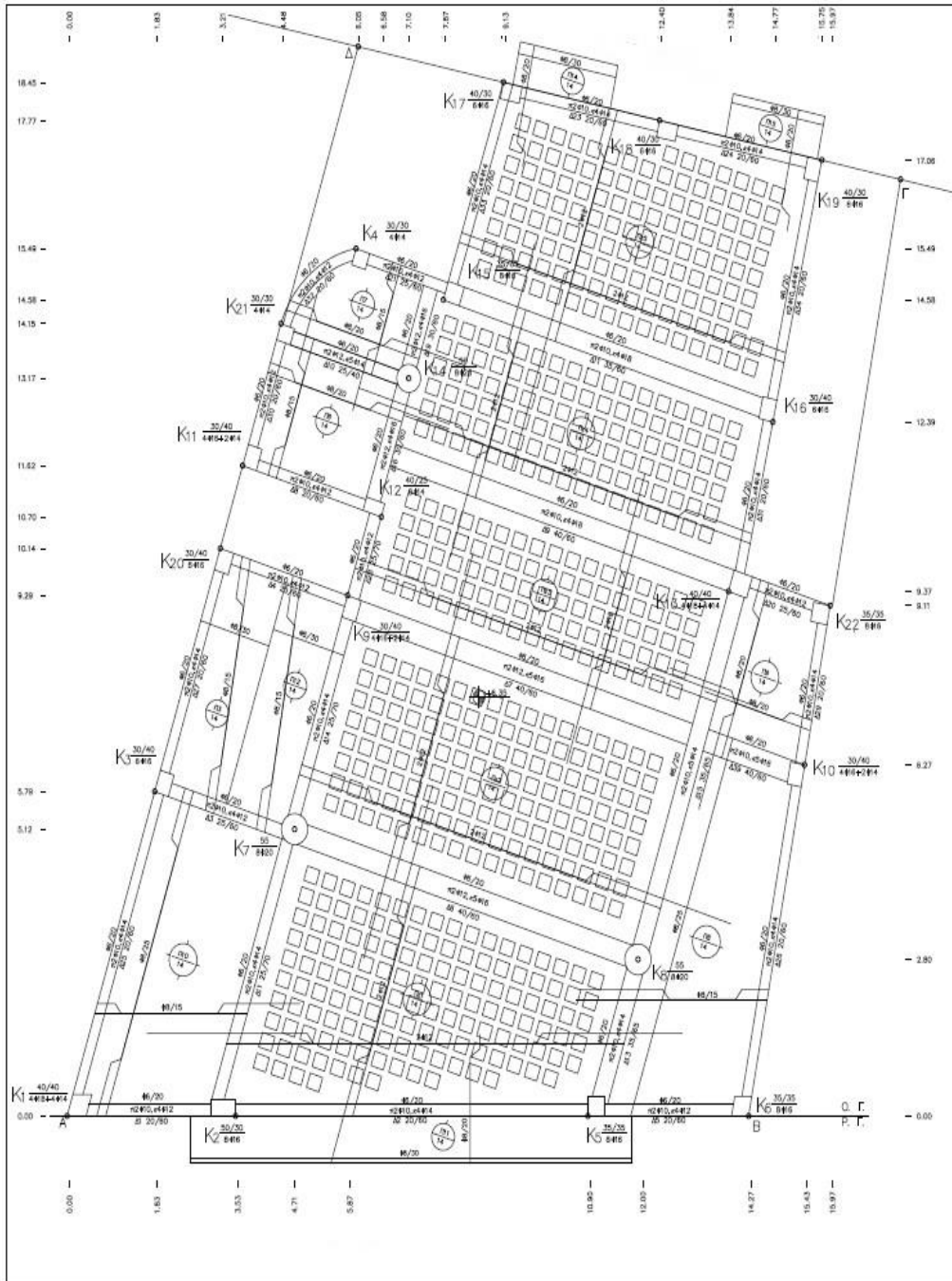


Σχήμα 6.17 Στάθμη 3 - Ποσοστό μείωσης του λόγου N_{sd}/N_{rd} μετά την ενίσχυση με gunite.

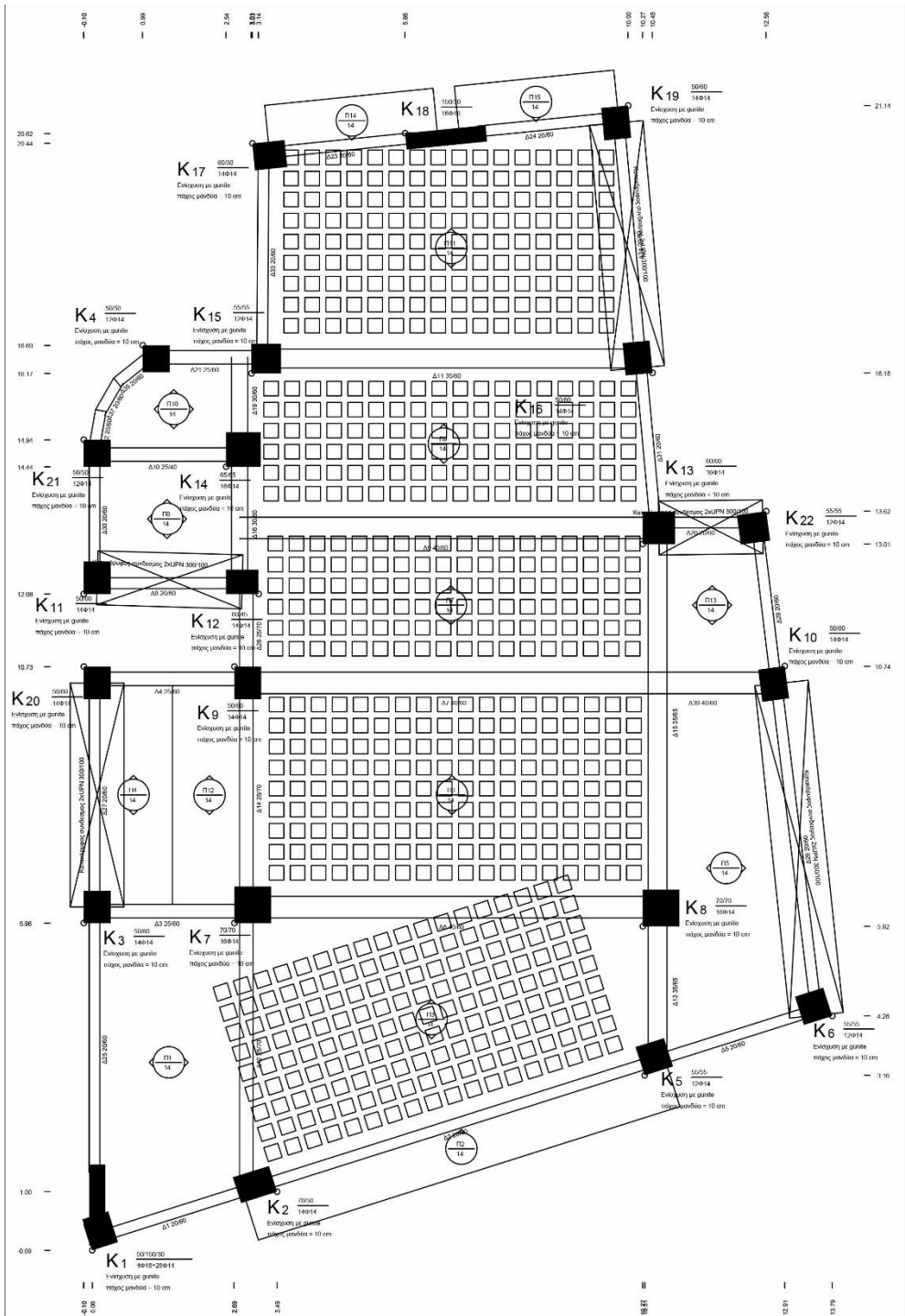
Πίνακας 6.8 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστλωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 3 (Z = 3.30 m).

Α/Α	Αποτίμηση			Ενίσχυση			Βλήτρα			Μέθοδος ενίσχυσης
	Γεωμετρία διατομής Χ/Υ	Κύριως οπλισμός	Συνδετήρες	Γεωμετρία διατομής Χ/Υ	Κύριως οπλισμός	Συνδετήρες	Οπλισμός	Οπή	Έμπηξη	
K1	40/40	4Φ18+4Φ14	Φ6/20	30/150	4Φ20+28Φ14	Φ6/10	Φ14/35	Φ19	112mm	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 10cm
K2	50/30	8Φ16	Φ6/20	70/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K3	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K4	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K5	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K6	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K7	55	8Φ20	Φ6/20	70/70	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K8	55	8Φ20	Φ6/20	70/70	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K9	40/30	4Φ16+2Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K10	40/30	4Φ16+2Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K11	40/30	4Φ16+2Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K12	40/25	8Φ14	Φ6/20	60/45	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K13	40/40	4Φ18+4Φ14	Φ6/20	60/60	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K14	50	8Φ20	Φ6/20	65/65	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K15	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K16	40/30	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K17	40/30	6Φ16	Φ6/20	60/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K18	40/30	6Φ16	Φ6/20	150/30	16Φ20	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K19	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K20	40/30	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K21	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K22	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	

6.3.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ 4



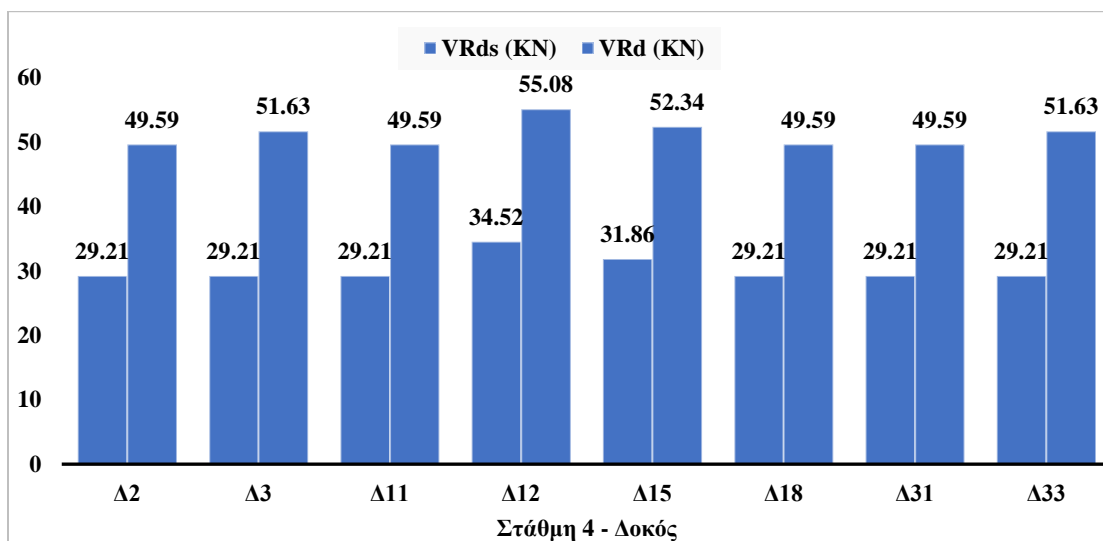
Σχήμα 6.18 Σταθμη 4 - Κάτωψη Αποτίμησης



Σχήμα 6.19 Στάθμη 4 - Κάτοψη Ενίσχυσης.

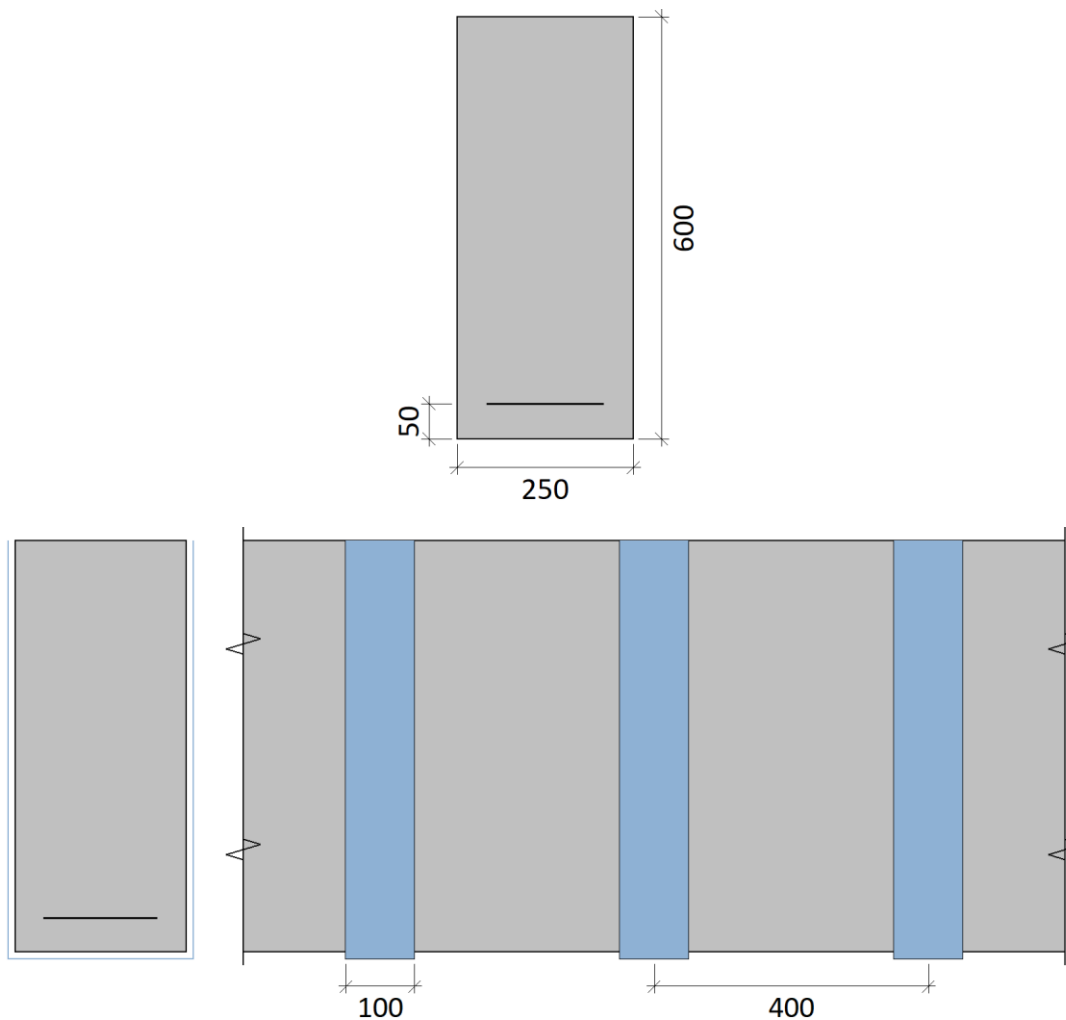
6.3.3.1 ΣΤΑΘΜΗ 4 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΩΝ

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προγράμματος “*STATICS*”, αποδεικνύεται πως, οι δοκοί της **Στάθμης 4**, κατά κανόνα έχουν έντονα προβλήματα σε διάτμησης. Ο υπολογισμός των ενισχύσεων πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό “*Sika CarboDur*” και το EN 1992-1-1. Στο πλαίσιο της ενίσχυσης, στο πρόγραμμα, εισήχθησαν ως δεδομένα οι διαστάσεις των στοιχείων, οι ποιότητες των υπαρχόντων υλικών, οι υφιστάμενοι οπλισμοί και υπολογίσθηκαν από το πρόγραμμα τα χαρακτηριστικά των ενισχύσεων, καθώς και οι αντοχές των στοιχείων μετά την ενίσχυση.

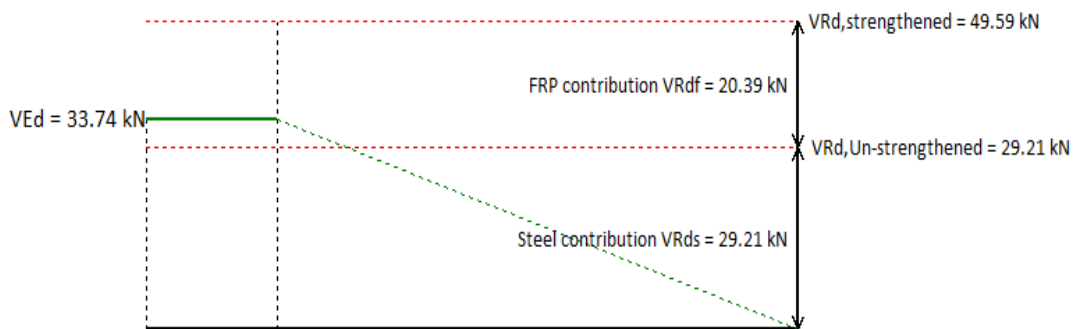


Σχήμα 6.20 Στάθμη 4 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).

Στον **Πίνακα 6.9**, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη **Στάθμη 4** της αποτίμησης των δοκών. Για τη διατμητική ενίσχυση όλων των δοκών χρησιμοποιούνται μανδύες υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή (1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm) με αντοχή σε εφελκυσμό $413 \text{ KN}/\text{m}$, εφελκυστική ακαμψία $28.4 \text{ MN}/\text{m}$ και $t_f = 0.129 \text{ mm}$. Οι ενισχύσεις γίνονται στις δοκούς Δ2, Δ3, Δ11, Δ12, Δ15, Δ18, Δ31 και Δ33 (**Πίνακας 6.10**). Σε όλες τις δοκούς τοποθετείται μία στρώση υφάσματος 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm πάχους 10 cm (**Σχήμα 6.21**).



Σχήμα 6.21 Στάθμη 3 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ33 μετά από ενίσχυση με FRP.



Σχήμα 6.22 Στάθμη 3 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ33 (250 x 600 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.

Στο διάγραμμα του **Σχήματος 6.20** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αύξησης της τέμνουσας, VR_{ds} , του υφισταμένου οπλισμού διάτμησης πριν την ενίσχυση καθώς και η VR_d μετά την εφαρμογή υφασμάτων 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm μιας στρώσης, πάχους 10 cm. Τη μέγιστη αύξηση (55.08 KN) της VR_d , παρουσίασε η δοκός Δ12 διαστάσεων 25x70 cm. Η VR_{df} που αναλαμβάνουν τα υφάσματα φτάνει τα 20.56 KN. Τα υφάσματα στη δοκό Δ12, τοποθετούνται σε απόσταση 520 mm.

Στο **Σχήμα 6.21** φαίνονται ενδεικτικά, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες τοποθέτησης των υφασμάτων (1/3 SikaWrap® 230C) μετά την ενίσχυση και στο **Σχήμα 6.23** η εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ33 (250 x 600 mm) πριν και μετά από ενίσχυση.

Πίνακας 6.9 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 4 (Z = 6.35 m).

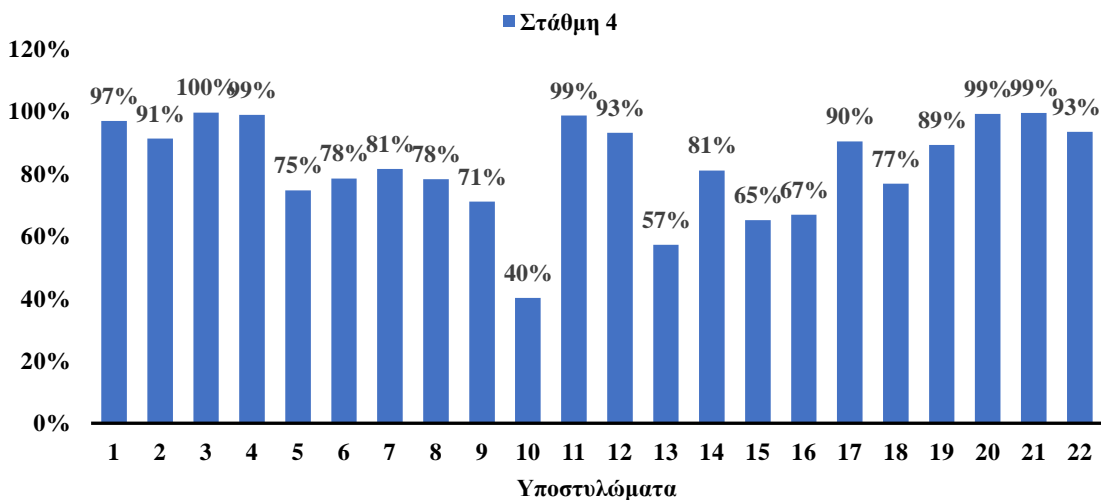
Α/Α	Διαστάσεις	l (m)	gm (KN/m ²)	gk (KN/m ²)	Κάμψη		Διάτμηση		
					Πάνω	Κατω	Άκρο 1	Άκρο 2	
1	Δ2	20/60	7.78	22.1	11.9	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
2	Δ3	25/60	2.88	22.9	13.3	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20
3	Δ11	35/60	6.89	16.3	13.1	2Φ10	4Φ18	Φ6/20	Φ6/20
4	Δ12	25/70	5.24	19.2	15.9	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
5	Δ15	35/65	7.05	19.4	10.6	2Φ10	5Φ14	Φ6/20	Φ6/20
6	Δ18	30/60	2.38	20	11.9	2Φ10	4Φ16	Φ6/20	Φ6/20
7	Δ31	25/60	2.79	21.2	10.8	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20
8	Δ33	25/60	2.88	22.9	13.3	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20

Πίνακας 6.10 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 4 (Z = 6.35 m).

Α/Α	Διαστάσεις	Ved (KN)	VRds (KN)	VRdf (KN)	VRd (KN)	Vrdmax (KN)	Ενίσχυση	Απόσταση μεταξύ (mm)	
1	Δ2	20/60	47.67	29.21	20.39	49.59	356.4	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
2	Δ3	25/60	50.87	29.21	22.43	51.63	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	400
3	Δ11	35/60	41.66	29.21	20.39	49.59	623.7	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
4	Δ12	25/70	49.87	34.52	20.56	55.08	526.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	520
5	Δ15	35/65	42.09	31.86	20.48	52.34	680.4	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	480
6	Δ18	30/60	44.85	29.21	20.39	49.59	534.6	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
7	Δ31	25/60	44.82	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
8	Δ33	25/60	50.87	29.21	22.43	51.63	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	400

6.3.3.2 ΣΤΑΘΜΗ 4 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Στον Πίνακα 6.12, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη Στάθμη 4 της αποτίμησης 22 των υποστυλωμάτων της υφιστάμενης κατασκευής καθώς και της ενίσχυσης τους με την τοποθέτηση οπλισμού, που στερεώθηκε με τα απαραίτητα βλήτρα και στη συνέχεια με τη δημιουργία νέας στρώσης με τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (gunite) πάχους 10. Στη Στάθμη 4 μεταξύ των υποστυλωμάτων K16-K19, K13-K22, K6-K10, K3-K20 και K11-K12 πραγματοποιήθηκε ενίσχυση με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν κατακόρυφα χιαστί συστήματα δοκών τύπου UPN (Πίνακας 6.11). Για τα υποστυλώματα αυτά κρίθηκε απαραίτητη η ενίσχυση σε όλο το ύψος τους.



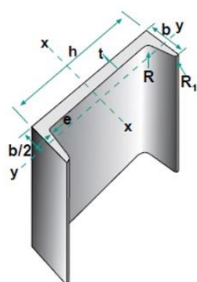
Σχήμα 6.23 Στάθμη 4 - Ποσοστό μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{Rd} μετά την ενίσχυση με gunite.

Στα διαγράμματα των Σχημάτων 6.23 και 6.24 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{Rd} και N_{sd}/N_{Rd} μετά την ενίσχυση. Τη μέγιστη μείωση (100%) του λόγου M_{sd}/M_{Rd} παρουσίασε το υποστυλώμα K3. Την μικρότερη μείωση (40%), έδωσε το υποστυλώμα K10. Σχετικά με το λόγο N_{sd}/N_{Rd} τη μέγιστη μείωση (87%) παρουσίασε το

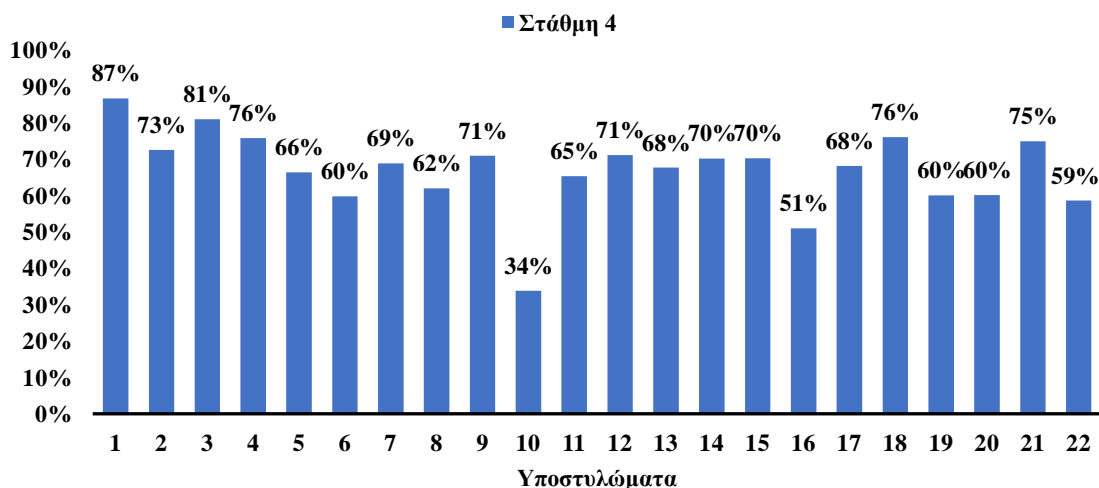
υποστώλιωμα K1 και την μικρότερη επίδραση στην ενίσχυση (34%) παρουσιάζει το υποστώλιωμα K10.

Στο **Παράρτημα Α'** παρουσιάζονται αναλυτικά οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες όλων των υποστυλωμάτων (K1 έως K22) της **Στάθμης 4** (Σχήμα Α.15 – Α.21).

Πίνακας 6.11 Κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι ενίσχυσης Στάθμη 4 (Z = 6.35 m).



Θέση	Τεμάκια	Διατομή
K19-K16	2	UPN300/100
K13-K22	2	UPN300/100
K10-K6	2	UPN300/100
K3-K20	2	UPN300/100
K11-K12	2	UPN300/100



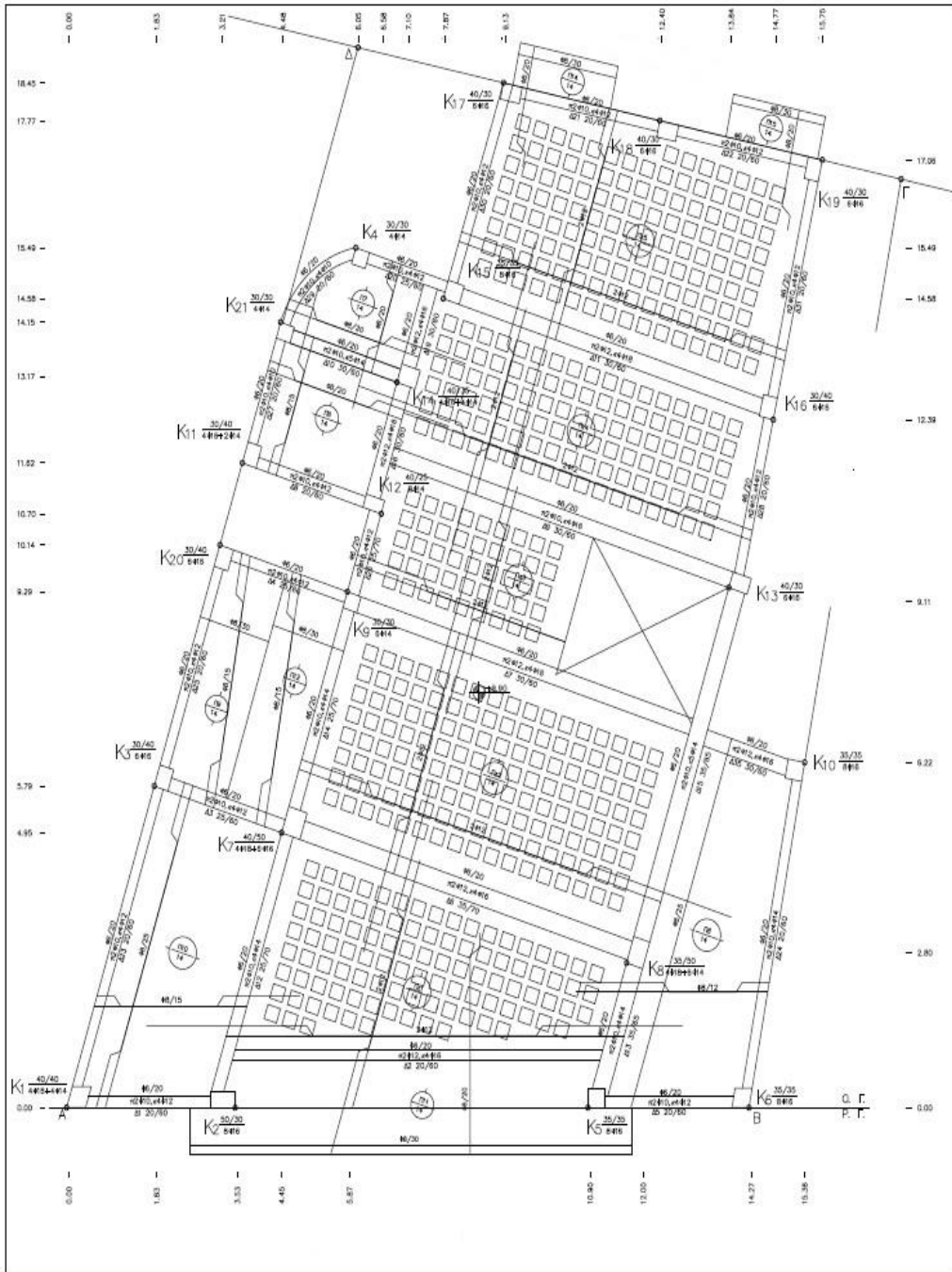
Σχήμα 6.24 Στάθμη 4 - Ποσοστό μείωσης του λόγου N_{sd}/N_{Rd} μετά την ενίσχυση με gunite.

Πίνακας 6.12 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστυλωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 4 (Z = 6.30 m).

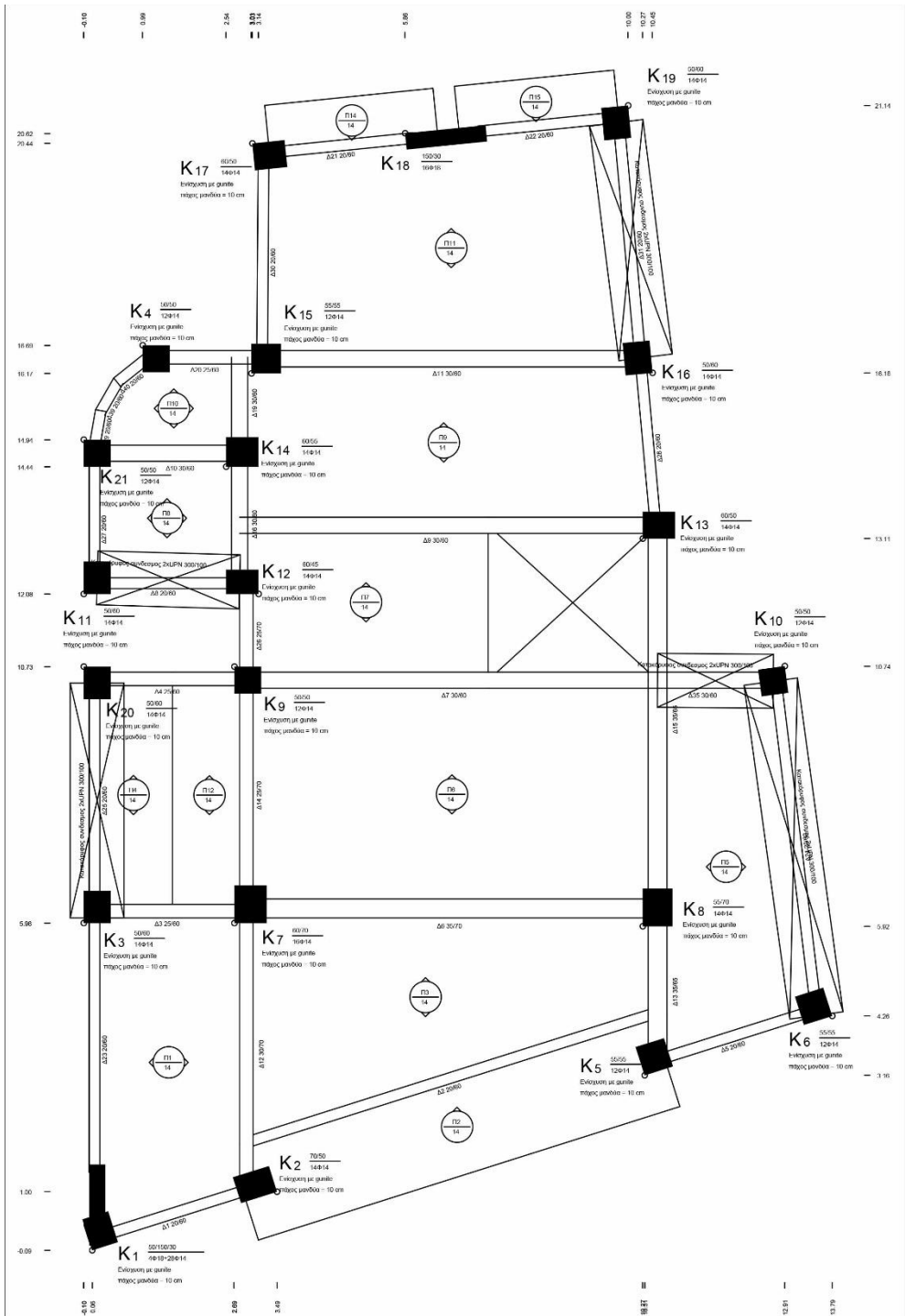
A/A	Αποτίμηση			Ενίσχυση						
	Γεωμετρία διατομής X/Y	Κύριος οπλισμός	Συνδετήρες	Γεωμετρία διατομής X/Y	Κύριος οπλισμός	Συνδετήρες	Βλήτρα			Μέθοδος ενίσχυσης
							Οπλισμός	Οπή	Έμπηξη	
K1	40/40	4Φ18+4Φ14	Φ6/20	30/150	4Φ18+28Φ14	Φ6/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K2	50/30	8Φ16	Φ6/20	70/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K3	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K4	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K5	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K6	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K7	55	8Φ20	Φ6/20	70/70	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K8	55	8Φ20	Φ6/20	70/70	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K9	30/40	4Φ16+2Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K10	30/40	4Φ16+2Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K11	30/40	4Φ16+2Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K12	40/25	8Φ14	Φ6/20	60/45	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K13	40/40	4Φ18+4Φ14	Φ6/20	60/60	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K14	50	8Φ20	Φ6/20	65/65	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K15	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K16	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K17	40/30	6Φ16	Φ6/20	60/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K18	40/30	6Φ16	Φ6/20	150/30	16Φ14	Φ6/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K19	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K20	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K21	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K22	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	

Εκτοξευόμενο
σκυρόδεμα πάχους
10cm

6.3.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ 5



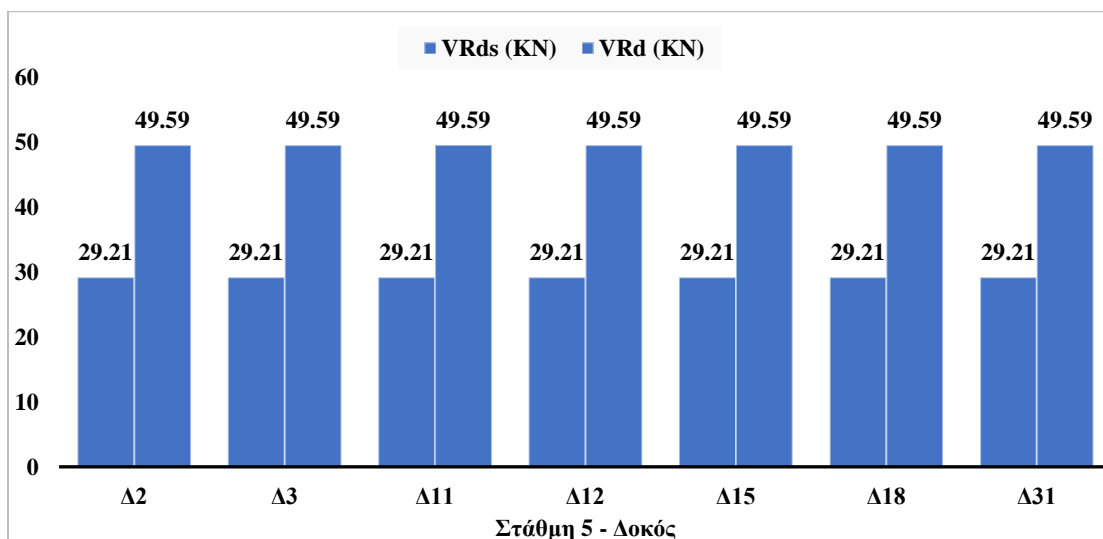
Σχήμα 6.25 Σταθμη 5 - Κάτωψη Αποτίμησης



Σχήμα 6.26 Στάθμη 5 - Κάτοψη Ενίσχυσης

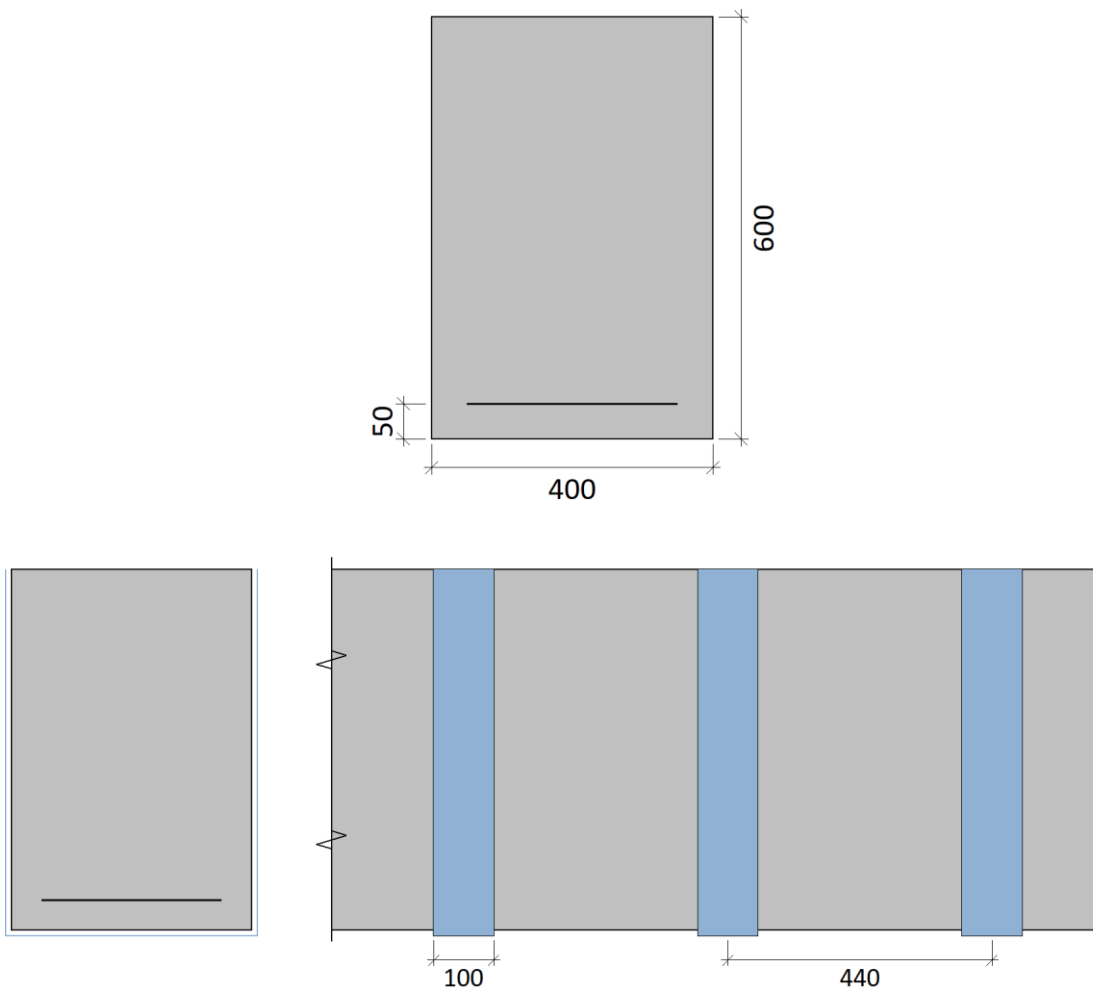
6.3.4.1 ΣΤΑΘΜΗ 5 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΩΝ

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προγράμματος “*STATICS*”, αποδεικνύεται πως, οι δοκοί της **Στάθμης 5**, κατά κανόνα έχουν έντονα προβλήματα σε διάτμησης. Ο υπολογισμός των ενισχύσεων πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό “*Sika CarboDur*” και το EN 1992-1-1. Στο πλαίσιο της ενίσχυσης, στο πρόγραμμα, εισήχθησαν ως δεδομένα οι διαστάσεις των στοιχείων, οι ποιότητες των υπαρχόντων υλικών, οι υφιστάμενοι οπλισμοί και υπολογίσθηκαν από το πρόγραμμα τα χαρακτηριστικά των ενισχύσεων, καθώς και οι αντοχές των στοιχείων μετά την ενίσχυση.

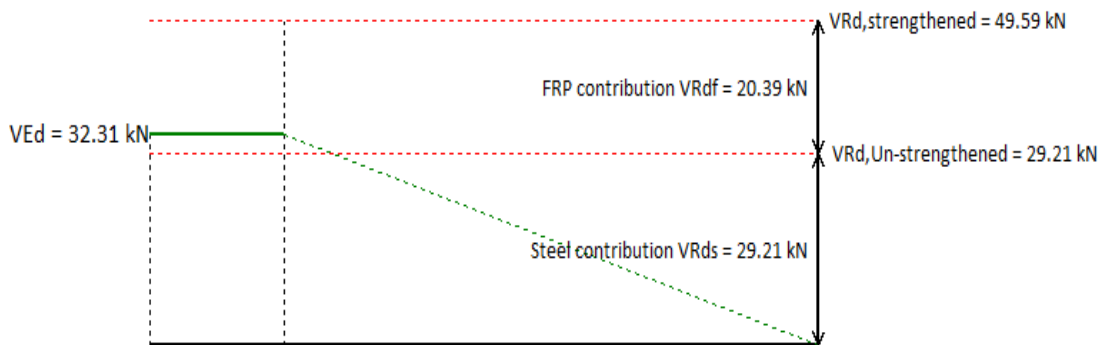


Σχήμα 6.27 Στάθμη 5 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).

Στον **Πίνακα 6.13**, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη **Στάθμη 4** της αποτίμησης των δοκών. Για τη διατμητική ενίσχυση όλων των δοκών χρησιμοποιούνται μανδύες υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή (1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm) με αντοχή σε εφελκυσμό $413 \text{ KN}/\text{m}$, εφελκυστική ακαμψία $28.4 \text{ MN}/\text{m}$ και $t_f = 0.129 \text{ mm}$. Οι ενισχύσεις γίνονται στις δοκούς Δ2, Δ3, Δ11, Δ12, Δ15, Δ18, Δ31 και Δ33 (**Πίνακας 6.14**). Σε όλες τις δοκούς τοποθετείται μία στρώση υφάσματος 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm πάχους 10 cm (**Σχήμα 6.28**).



Σχήμα 6.28 Στάθμη 5 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ6 μετά από ενίσχυση με FRP.



Σχήμα 6.29 Στάθμη 5 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ6 (400 x 600 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.

Στο διάγραμμα του **Σχήματος 6.27** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αύξησης της τέμνουσας, VR_{ds} , του υφισταμένου οπλισμού διάτμησης πριν την ενίσχυση καθώς και η VR_d μετά την εφαρμογή υφασμάτων 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm μιας στρώσης, πάχους 10 cm. Σε όλες τις δοκούς παρουσιάστηκε αύξηση (49.59 KN) της VR_d . Η VR_{df} που αναλαμβάνουν τα υφάσματα φτάνει τα 20.39 KN. Τα υφάσματα όλων των δοκών, τοποθετούνται σε απόσταση 440 mm.

Στο **Σχήμα 6.28** φαίνονται ενδεικτικά, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες τοποθέτησης των υφασμάτων (1/3 SikaWrap® 230C) μετά την ενίσχυση και στο **Σχήμα 6.29** η εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ6 (400 x 600 mm) πριν και μετά από ενίσχυση.

Πίνακας 6.13 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 4 (Z = 6.30 m).

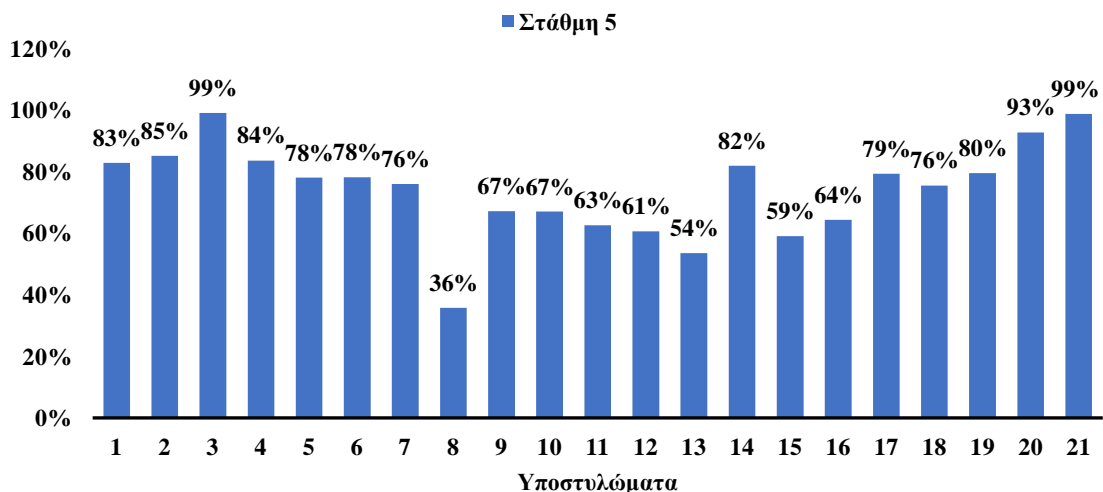
Α/Α	Διαστάσεις	l (m)	gm (KN/m ²)	gk (KN/m ²)	Κάμψη		Διάτμηση		
					Πάνω	Κατω	Άκρο 1	Άκρο 2	
1	Δ2	20/60	7.78	24	6.9	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
2	Δ3	25/60	2.88	20.30	11.80	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20
3	Δ4/36	25/60	2.79	21.20	10.80	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
4	Δ6	40/60	7.58	18.60	6.60	2Φ10	5Φ16	Φ6/20	Φ6/20
5	Δ7	40/60	7.60	16.70	5.70	2Φ12	5Φ16	Φ6/20	Φ6/20
6	Δ4/36	25/60	2.79	21.20	10.80	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
7	Δ38	25/60	2.88	20.30	11.80	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20

Πίνακας 6.14 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 4 (Z = 6.30 m).

Α/Α	Διαστάσεις	Ved (KN)	VRds (KN)	VRdf (KN)	VRd (KN)	Vrdmax (KN)	Ενίσχυση	Απόσταση μεταξύ (mm)	
1	Δ2	20/60	42.75	29.21	20.39	49.59	356.4	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
2	Δ3	25/60	44.36	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
3	Δ4	25/60	44.82	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
4	Δ6	40/60	35.01	29.21	20.39	49.59	712.8	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
5	Δ7	40/60	33.1	29.21	20.39	49.59	712.8	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
6	Δ36	25/60	44.82	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
7	Δ38	25/60	44.36	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440

6.3.4.2 ΣΤΑΘΜΗ 5 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Στον Πίνακα 6.16, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη Στάθμη 5 της αποτίμησης 21 των υποστυλωμάτων της υφιστάμενης κατασκευής καθώς και της ενίσχυσης τους με την τοποθέτηση οπλισμού, που στερεώθηκε με τα απαραίτητα βλήτρα και στη συνέχεια με τη δημιουργία νέας στρώσης με τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (gunite) πάχους 10. Στη Στάθμη 5 μεταξύ των υποστυλωμάτων K16-K19, K13-K22, K6-K10, K3-K20 και K11-K12 πραγματοποιήθηκε ενίσχυση με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν κατακόρυφα χιαστί συστήματα δοκών τύπου UPN (Πίνακας 6.15). Για τα υποστυλώματα αυτά κρίθηκε απαραίτητη η ενίσχυση σε όλο το ύψος τους.



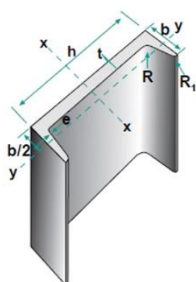
Σχήμα 6.30 Στάθμη 5 - Ποσοστό μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{Rd} μετά την ενίσχυση με gunite.

Στα διαγράμματα των Σχημάτων 6.30 και 6.31 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{Rd} και N_{sd}/N_{Rd} μετά την ενίσχυση. Τη μέγιστη μείωση (99%) του λόγου M_{sd}/M_{Rd} παρουσίασαν τα υποστυλώματα K3 και K21. Την μικρότερη μείωση (36%), έδωσε το υποστυλώμα K8. Σχετικά με το λόγο N_{sd}/N_{Rd} τη μέγιστη μείωση (86%) παρουσίασε

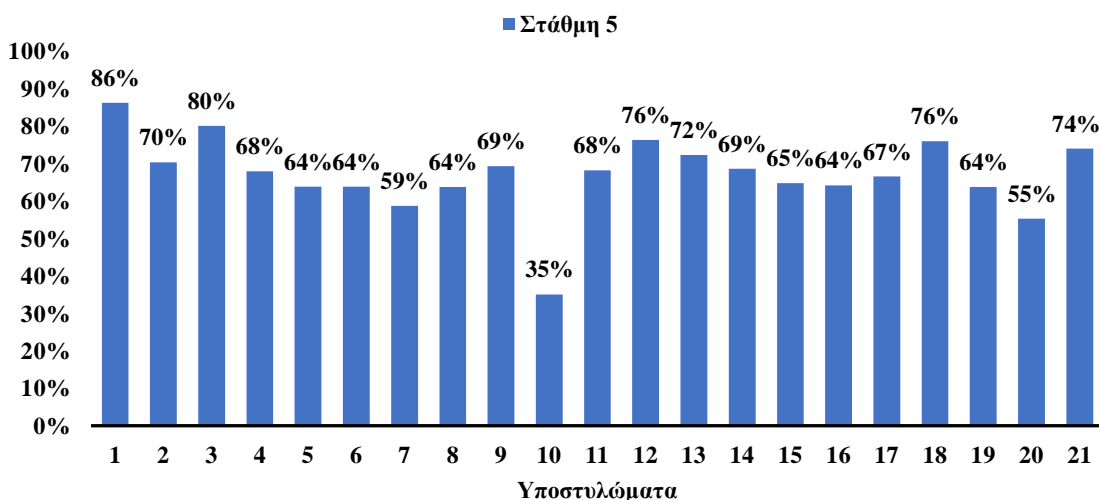
το υποστύλωμα K1 και την μικρότερη επίδραση στην ενίσχυση (35%) παρουσιάζει το υποστύλωμα K10.

Στο **Παράρτημα Α'** παρουσιάζονται αναλυτικά οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες όλων των υποστυλωμάτων (K1 έως K21) της **Στάθμης 5** (Σχήμα A.22 – A.28).

Πίνακας 6.15 Κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι ενίσχυσης Στάθμη 5 (Z = 9.85 m).



Θέση	Τεμάκια	Διατομή
K19-K16	2	UPN300/100
K13-K22	2	UPN300/100
K10-K6	2	UPN300/100
K3-K20	2	UPN300/100
K11-K12	2	UPN300/100

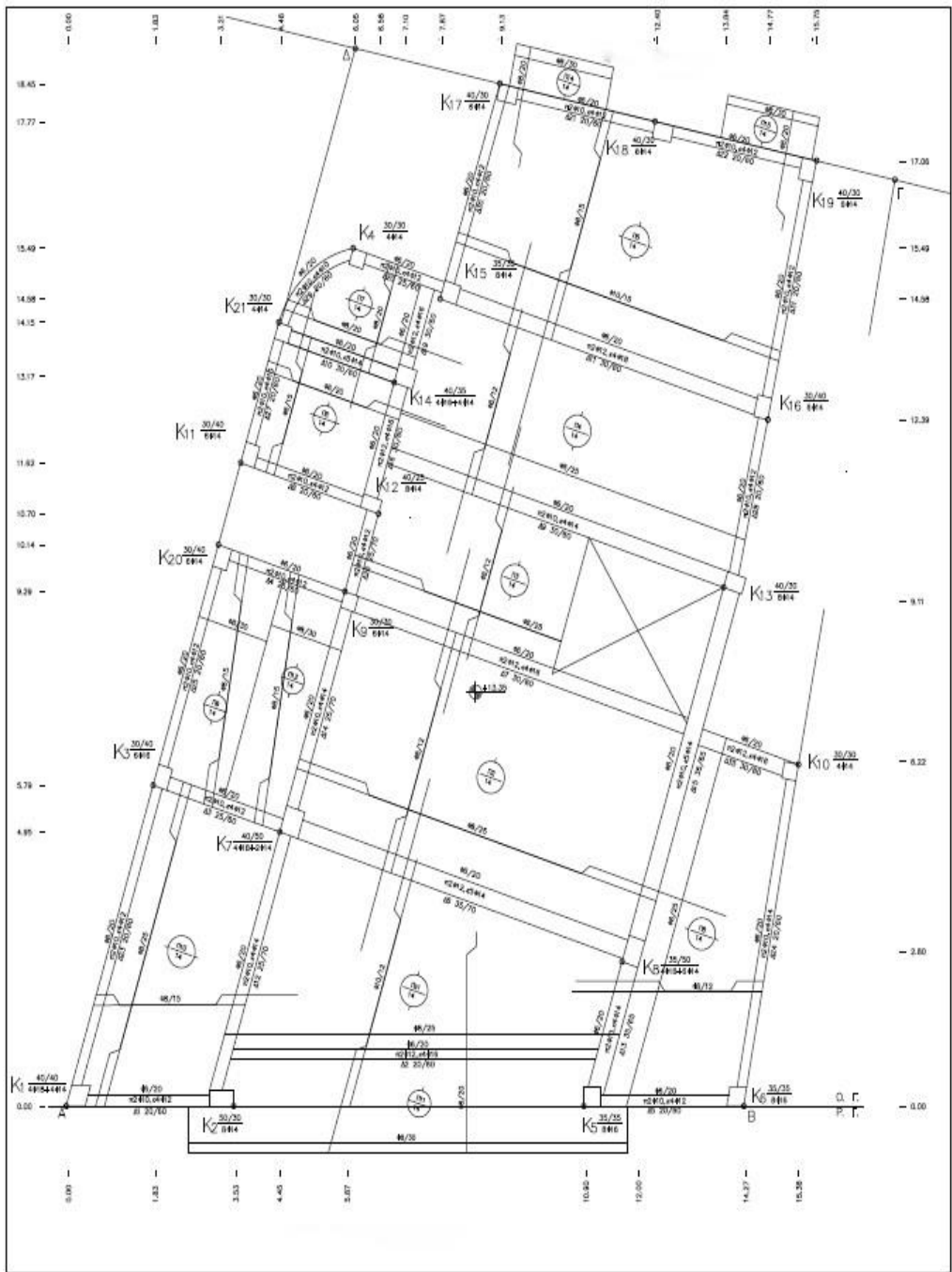


Σχήμα 6.31 Στάθμη 5 - Ποσοστό μείωσης του λόγου N_{sd}/N_{Rd} μετά την ενίσχυση με gunite.

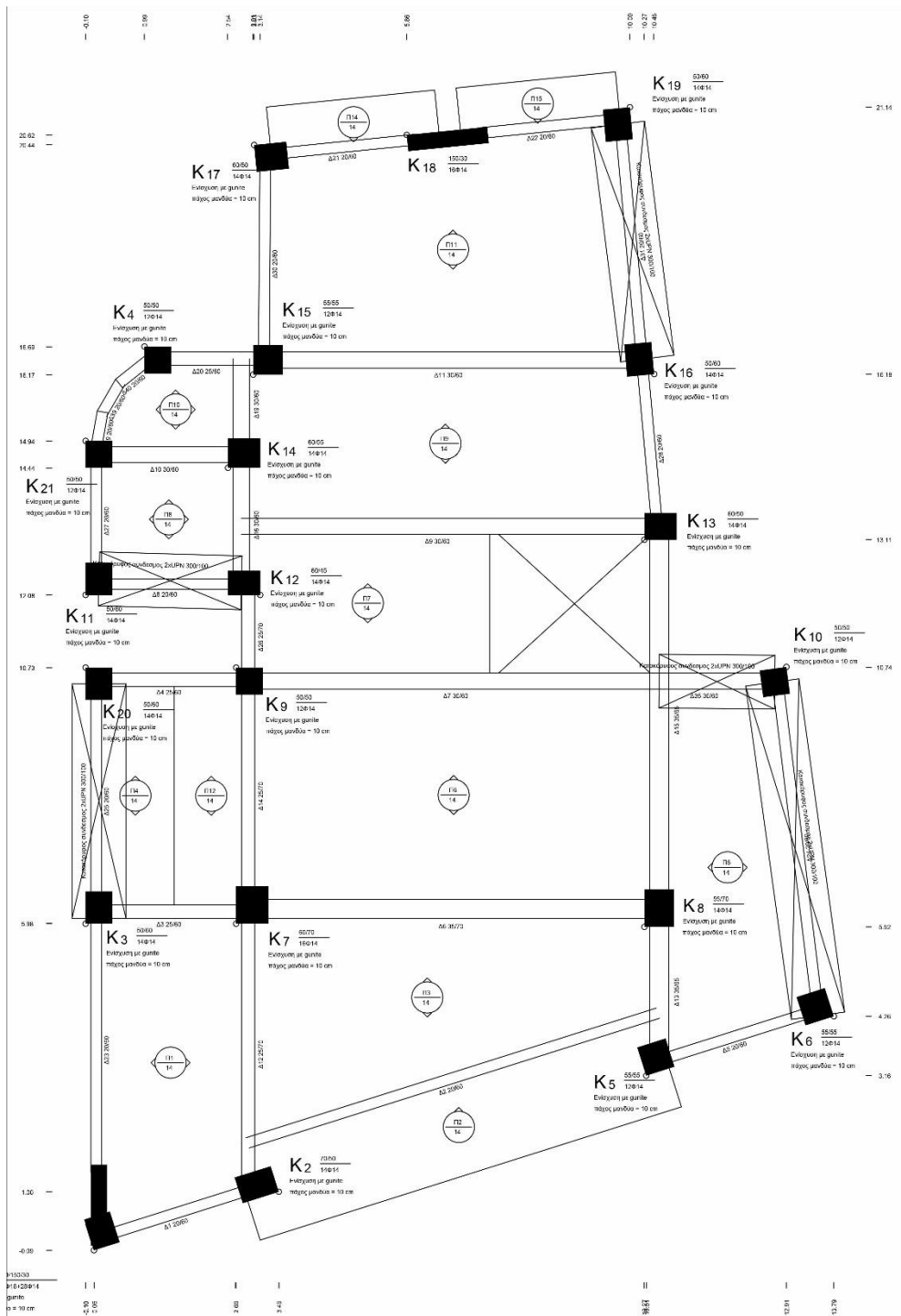
Πίνακας 6.16 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστυλωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 5 (Z = 9.85 m).

A/A	Αποτίμηση			Ενίσχυση						
	Γεωμετρία διατομής X/Y	Κύριως οπλισμός	Συνδετήρες	Γεωμετρία διατομής X/Y	Κύριως οπλισμός	Συνδετήρες	Βλήτρα			Μέθοδος ενίσχυσης
							Οπλισμός	Οπή	Έμπηξη	
K1	40/40	4Φ18+4Φ14	Φ6/20	30/150	4Φ20+28Φ14	Φ6/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K2	50/30	8Φ14	Φ6/20	70/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K3	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K4	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K5	35/35	4Φ16+4Φ14	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K6	35/35	4Φ16+4Φ14	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K7	40/50	4Φ18+2Φ16	Φ6/20	60/70	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K8	35/50	4Φ18+6Φ14	Φ6/20	55/70	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K9	30/30	6Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K10	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 10cm
K11	30/40	6Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K12	40/25	8Φ14	Φ6/20	60/45	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K13	40/30	8Φ16	Φ6/20	60/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K14	40/35	4Φ16+4Φ14	Φ6/20	65/65	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K15	35/35	8Φ16	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K16	30/40	6Φ16	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K17	40/30	6Φ16	Φ6/20	60/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K18	40/30	6Φ16	Φ6/20	150/30	16Φ18	Φ6/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K19	30/40	6Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K20	30/40	6Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K21	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	

6.3.5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ 6



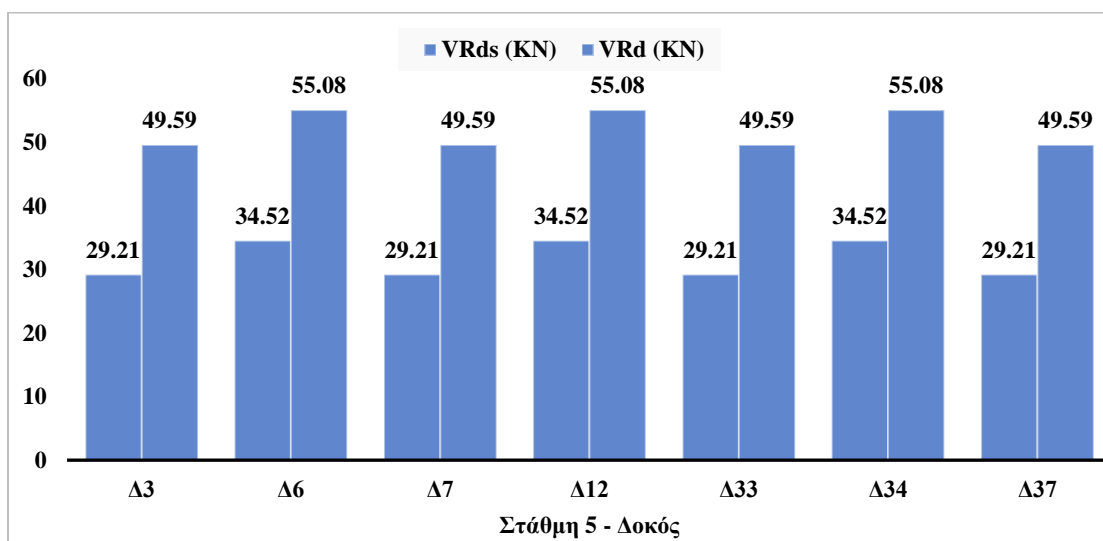
Σχίμα 6.32 Στάθμη 6 - Κάτωψη Αποτίμησης



Σχήμα 6.33 Στάθμη 6 - Κάτοψη Ενίσχυσης.

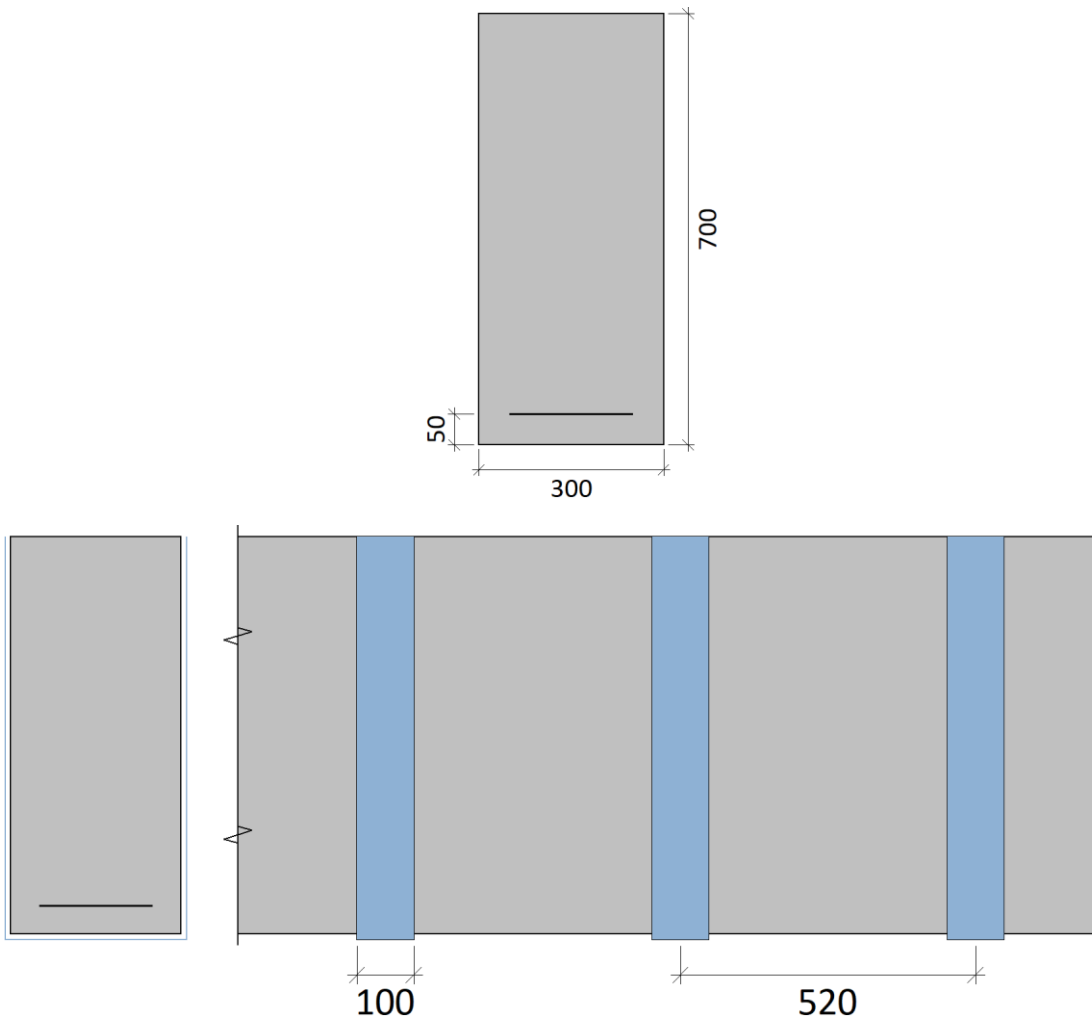
6.3.5.1 ΣΤΑΘΜΗ 6 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΩΝ

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του προγράμματος “STATICS”, αποδεικνύεται πως, οι δοκοί της **Στάθμης 6**, κατά κανόνα έχουν έντονα προβλήματα σε διάτμησης. Ο υπολογισμός των ενισχύσεων πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό “Sika CarboDur” και το EN 1992-1-1. Στο πλαίσιο της ενίσχυσης, στο πρόγραμμα, εισήχθησαν ως δεδομένα οι διαστάσεις των στοιχείων, οι ποιότητες των υπαρχόντων υλικών, οι υφιστάμενοι οπλισμοί και υπολογίσθηκαν από το πρόγραμμα τα χαρακτηριστικά των ενισχύσεων, καθώς και οι αντοχές των στοιχείων μετά την ενίσχυση.

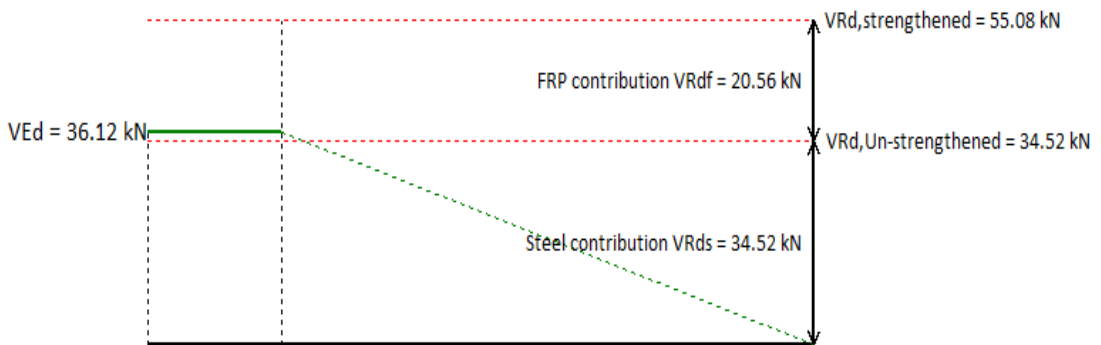


Σχήμα 6.34 Στάθμη 6 - Τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης πριν (VRds) και μετά την ενίσχυση με χρήση FRP (VRd).

Στον **Πίνακα 6.17**, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη **Στάθμη 6** της αποτίμησης των δοκών. Για τη διατμητική ενίσχυση όλων των δοκών χρησιμοποιούνται μανδύες υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή (1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm) με αντοχή σε εφελκυσμό $413 \text{ KN}/\text{m}$, εφελκυστική ακαμψία $28.4 \text{ MN}/\text{m}$ και $t_f = 0.129 \text{ mm}$. Οι ενισχύσεις γίνονται στις δοκούς Δ2, Δ3, Δ11, Δ12, Δ15, Δ18 και Δ31 (**Πίνακας 6.18**). Σε όλες τις δοκούς τοποθετείται μία στρώση υφάσματος 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm πάχους 10 cm (**Σχήμα 6.35**).



Σχήμα 6.35 Στάθμη 6 – Κατασκευαστικές λεπτομέρειες της δοκού Δ34 μετά από ενίσχυση με FRP.



Σχήμα 6.36 Στάθμη 2 – Εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ34 (300 x 700 mm) μετά από ενίσχυση με FRP.

Στο διάγραμμα του **Σχήματος 6.34** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα αύξησης της τέμνουσας, VR_{ds} , του υφισταμένου οπλισμού διάτμησης πριν την ενίσχυση καθώς και η VR_d μετά την εφαρμογή υφασμάτων 1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm μιας στρώσης, πάχους 10 cm. Τη μέγιστη αύξηση (55.08 KN) της VR_d , παρουσιάζουν οι δοκοί Δ6, Δ12 και Δ34 διαστάσεων 35x70 cm, 30x70 cm και 30x70 cm αντίστοιχα. Ο Μ.Ο. της VR_{df} που αναλαμβάνουν τα υφάσματα φτάνει τα 20.39 KN. Τα υφάσματα των δοκών Δ6, Δ12 και Δ34 τοποθετούνται σε απόσταση 520 mm, 520 mm και 440 mm αντίστοιχα. .

Στο **Σχήμα 6.35** φαίνονται ενδεικτικά, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες τοποθέτησης των υφασμάτων (1/3 SikaWrap® 230C) μετά την ενίσχυση και στο **Σχήμα 6.36** η εξέλιξη της τέμνουσας της δοκού Δ3 (400 x 700 mm) πριν και μετά από ενίσχυση.

Πίνακας 6.17 Χαρακτηριστικός πίνακας δοκών αποτίμησης Στάθμης 6 (Z = 13.30 m).

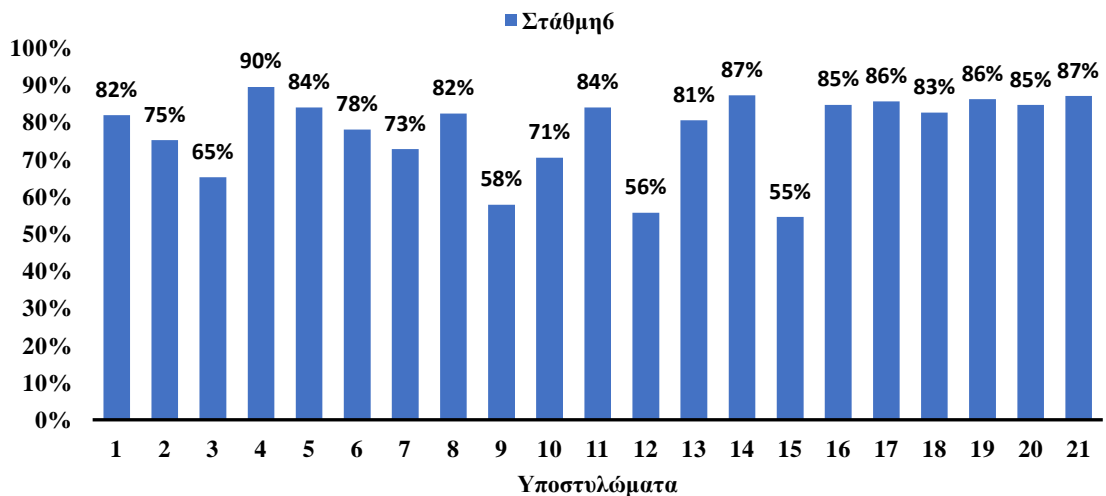
Α/Α	Διαστάσεις	l (m)	gm (KN/m ²)	gk (KN/m ²)	Κάμψη		Διάτμηση		
					Πάνω	Κατω	Άκρο 1	Άκρο 2	
1	Δ3	25/60	2.84	19.50	13.30	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20
2	Δ6	35/70	7.55	18.30	14.30	2Φ12	5Φ14	Φ6/20	Φ6/20
3	Δ7	30/60	7.60	15.00	12.10	2Φ12	4Φ16	Φ6/20	Φ6/20
4	Δ12	30/70	5.25	14.20	11.30	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
5	Δ33	30/60	7.60	15.00	12.10	2Φ12	4Φ16	Φ6/20	Φ6/20
6	Δ34	30/70	5.25	14.20	11.30	2Φ10	4Φ14	Φ6/20	Φ6/20
7	Δ37	25/60	2.79	17.6	10.8	2Φ10	4Φ12	Φ6/20	Φ6/20

Πίνακας 6.18 Συγκεντρωτικός πίνακας ενίσχυσης δοκών Στάθμης 6 (Z = 13.30 m).

Α/Α	Διαστάσεις	Ved (KN)	VRds (KN)	VRdf (KN)	VRd (KN)	Vrdmax (KN)	Ενίσχυση	Απόσταση μεταξύ (mm)	
1	Δ3	25/60	46.32	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
2	Δ6	35/70	46.16	34.52	20.56	55.08	737.1	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	520
3	Δ7	30/60	38.4	29.21	20.39	49.59	534.6	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
4	Δ12	30/70	36.12	34.52	20.56	55.08	631.8	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	520
5	Δ33	30/60	38.4	29.21	20.39	49.59	534.6	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440
6	Δ34	30/70	36.12	34.52	20.56	55.08	631.8	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	520
7	Δ37	25/60	33.96	29.21	20.39	49.59	445.5	1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm (10 cm)	440

6.3.5.2 ΣΤΑΘΜΗ 6 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Στον Πίνακα 6.19, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για τη Στάθμη 6 της αποτίμησης 21 των υποστυλωμάτων της υφιστάμενης κατασκευής καθώς και της ενίσχυσης τους με την τοποθέτηση οπλισμού, που στερεώθηκε με τα απαραίτητα βλήτρα και στη συνέχεια με τη δημιουργία νέας στρώσης με τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (gunite) πάχους 10. Για τα υποστυλώματα αυτά κρίθηκε απαραίτητη η ενίσχυση σε όλο το ύψος τους.

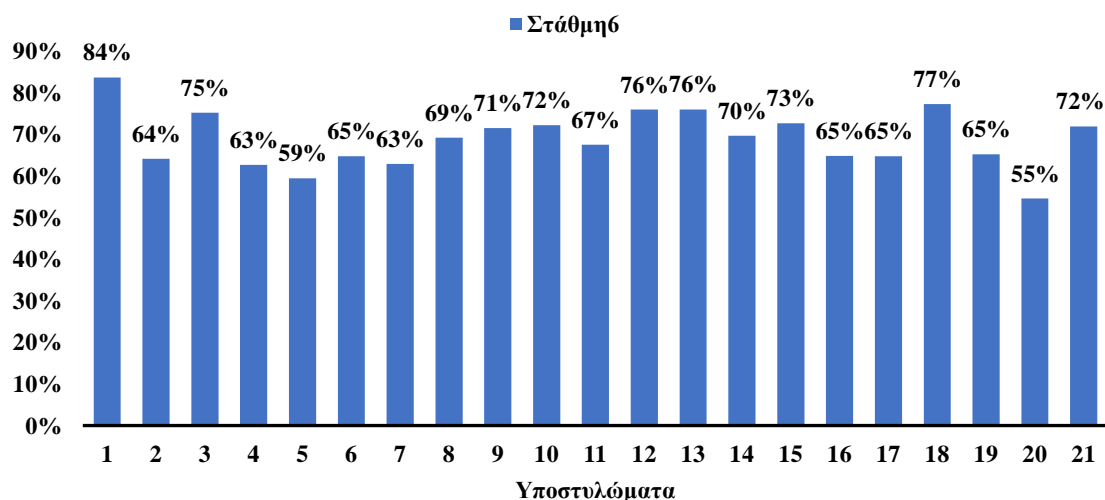


Σχήμα 6.37 Στάθμη 6 - Ποσοστό μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{rd} μετά την ενίσχυση με gunite.

Στα διαγράμματα των Σχημάτων 6.37 και 6.38 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μείωσης του λόγου M_{sd}/M_{Rd} και N_{sd}/N_{Rd} μετά την ενίσχυση. Τη μέγιστη μείωση (90%) του λόγου M_{sd}/M_{Rd} παρουσίασε το υποστυλώμα Κ4. Την μικρότερη μείωση (55%), έδωσε το υποστυλώμα Κ15. Σχετικά με το λόγο N_{sd}/N_{Rd} τη μέγιστη μείωση (84%) παρουσίασε το

υποστύλωμα K1 και την μικρότερη επίδραση στην ενίσχυση (55%) παρουσιάζει το υποστύλωμα K20.

Στο **Παράρτημα Α'** παρουσιάζονται αναλυτικά οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες όλων των υποστυλωμάτων (K1 έως K21) της **Στάθμης 2** (Σχήμα Α.29 – Α.35).



Σχήμα 6.38 Στάθμη 6 - Ποσοστό μείωσης του λόγου N_{sd}/N μετά την ενίσχυση με gunite.

Πίνακας 6.19 Συγκεντρωτικός Πίνακας υποστλωμάτων αποτίμησης και ενίσχυσης Στάθμης 6 (Z = 13.30 m).

A/A	Αποτίμηση			Ενίσχυση						
	Γεωμετρία διατομής X/Y	Κύριος οπλισμός	Συνδετήρες	Γεωμετρία διατομής X/Y	Κύριος οπλισμός	Συνδετήρες	Βλήτρα			Μέθοδος ενίσχυσης
							Οπλισμός	Οπή	Έμπηξη	
K1	40/40	4Φ18+4Φ14	Φ6/20	30/150	4Φ20+28Φ14	Φ6/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K2	50/30	8Φ14	Φ6/20	70/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K3	30/40	6Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K4	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K5	35/35	4Φ16+4Φ14	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K6	35/35	4Φ16+4Φ14	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K7	40/50	4Φ18+2Φ14	Φ6/20	60/70	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K8	35/50	4Φ18+6Φ14	Φ6/20	55/70	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K9	30/30	6Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K10	30/30	6Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 10cm
K11	30/40	6Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K12	40/25	8Φ14	Φ6/20	60/45	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K13	40/30	8Φ14	Φ6/20	60/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K14	40/35	4Φ16+4Φ14	Φ6/20	60/55	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K15	35/35	8Φ14	Φ6/20	55/55	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K16	30/40	6Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K17	40/30	6Φ14	Φ6/20	60/50	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K18	40/30	6Φ14	Φ6/20	150/30	16Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K19	30/40	6Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K20	30/40	6Φ14	Φ6/20	50/60	14Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	
K21	30/30	4Φ14	Φ6/20	50/50	12Φ14	Φ8/10	Φ14/35	Φ19	112mm	

ΣΥΓΚΡΙΣΗ EC2 ΚΑΙ EC8 ΜΕ ΕΚΩΣ

7.1 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΔΟΚΩΝ

Στο κεφαλαίο αυτό συγκρίνονται οι απαιτήσεις σε οπλισμό διάτμησης σύμφωνα με τον Ευρωπαϊκό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (EC2), τον Ευρωπαϊκό Αντισεισμικό Σχεδιασμό (EC8) και τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000).

Εξεταστήκαν συνολικά σε 59 δοκούς του υπάρχοντος κτιρίου, οι απαιτήσεις των EC2 και EC8 αναφορικά με τον οπλισμό διάτμησης και πραγματοποιήθηκε συγκριτικός έλεγχος με βάση τις απαιτήσεις του ΕΚΩΣ, όπως προκύπτουν από την ανάλυση του κτιρίου με τη χρήση του στατικού προγράμματος “STATICS”. Ο απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης καθώς και το εμβαδόν των κυκλικών ράβδων για τις **Στάθμες 3 έως 6** φαίνονται αναλυτικά στους **Πίνακες 6.20 – 6.27**. Ενδεικτικά, οι αναλυτικοί υπολογισμοί για τη διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας δοκών αναγράφονται στο **Παράρτημα Β**.

Πιο αναλυτικά, προκύπτει πως με τη χρήση του EC2, το 40% των εξεταζόμενων δοκών δεν απαιτούν οπλισμός διάτμησης (ή απαιτείται ο ελάχιστος) καθώς ικανοποιούσαν την σχέση $V_{Rdc} > V_{Ed}$. Από την αποτίμηση του κτιρίου με το πρόγραμμα “STATICS” σύμφωνα με απαιτήσεις του ΕΚΩΣ φαίνεται πως το ποσοστό αυτό φτάνει το 16% μόνον (**Πίνακες 20,22,24 και 26**).

$$S_w = \min \left\{ 8 \cdot d_{dL}, \frac{h_w}{4}, 24 \cdot d_{dw}, 225mm \right\} \quad (6.6)$$

Αναφορικά με τις κρίσιμες περιοχές (ακραία τμήματα της δοκού), L_{cr} , και σύμφωνα με τον EC8 για μεσαίας πλαστιμότητας (DCM) κτίρια, προκύπτει πως η απόσταση των συνδετήρων με βάση τον τύπο 6.6 πληρούσε πάντα τον συνδυασμό $8 \cdot d_{aL}$ που αφορά στον καμπτικό οπλισμό της δοκού.

Τα συγκριτικά ποσοστά του απαιτούμενου οπλισμού σε διάτμηση με βάση τον ΕΚΩΣ και τον ΕΑΚ σε σχέση με τον EC2, όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στους **Πίνακες 21,23,25 και 27** κυμαίνεται από 31 % έως 88 % για τη Στάθμη 3, από 51% έως 90% για τη Στάθμη 4, 18% με 91% για τη Στάθμη 5 και 29% έως 83% για τη Στάθμη 6. Εν κατακλείδι, ο ΕΚΩΣ και ο ΕΑΚ συμβάλουν υπέρ της ασφαλείας μιας κατασκευής και παράλληλα αυξάνουν σημαντικά το κόστος της, καθώς αφορούν εξαιρετικά αντικοινομικούς σχεδιασμούς που θα μπορούσε να εφαρμοστούν σε μια κατασκευή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας.

Πίνακας 6.20 Στάθμη 3 - Συγκεντρωτικός πίνακας διαστασιολόγησης σε τέμνουσα δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.

Α/Α	Διαστάσεις	Ved	VRdc	Vrdmax	VRds	EC2 - EC8 : Διάτμηση				ΕΚΩΣ : Διάτμηση		
						Φ10		Φ6		Υπάρχον		
						AS (cm ²)	AS Lcr (cm ²)	AS (cm ²)	AS Lcr (cm ²)	Άκρο 1	Άκρο 2	
1	Δ1	20/60	67.47	47.41	228.10	59.18	Φ10/35	Φ10/9	Φ6/19	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
2	Δ2	20/60	185.67	47.41	228.10	59.18	Φ10/20	Φ10/8	Φ6/7	Φ6/8	Φ6/20	Φ6/20
3	Δ5	20/60	70.33	47.41	228.10	59.18	Φ10/40	Φ10/9	Φ6/40	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
4	Δ3	25/60	73.25	59.26	285.12	59.18	Φ10/40	Φ10/9	Φ6/40	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
5	Δ8	40/60	59.00	94.82	456.19	59.80	-	-	-	-	Φ6/20	Φ6/20
6	Δ23	20/60	34.71	47.41	228.10	59.18	-	-	-	-	Φ6/20	Φ6/20
7	Δ11	35/60	143.50	82.96	399.17	59.18	Φ10/26	Φ10/14	Φ6/9	Φ6/14	Φ6/20	Φ6/20
8	Δ10	25/40	21.63	67.88	326.59	48.42	-	-	-	-	Φ6/20	Φ6/20
9	Δ12	25/70	152.38	70.03	336.96	69.95	Φ10/29	Φ10/10	Φ6/10	Φ6/10	Φ6/20	Φ6/20
10	Δ14	25/70	73.71	70.03	336.96	69.95	Φ10/40	Φ10/10	Φ6/20	Φ6/10	Φ6/20	Φ6/20
11	Δ17	25/70	29.27	70.03	336.96	69.95	-	-	-	-	Φ6/20	Φ6/20
12	Δ13	35/65	103.87	90.51	435.46	64.57	Φ10/40	Φ10/10	Φ6/19	Φ6/10	Φ6/20	Φ6/20
13	Δ15	35/65	176.07	90.51	435.46	64.57	Φ10/23	Φ10/10	Φ6/8	Φ6/10	Φ6/20	Φ6/20
14	Δ20	20/60	47.15	47.41	228.10	59.18	-	-	-	-	Φ6/20	Φ6/20
15	Δ21	20/60	35.34	47.41	228.10	59.18	-	-	-	-	Φ6/20	Φ6/20
16	Δ22	20/60	83.50	47.41	228.10	59.18	Φ10/40	Φ10/9	Φ6/15	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
17	Δ24	20/60	53.77	47.41	228.10	59.18	Φ10/40	Φ10/9	Φ6/24	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
18	Δ33	25/60	73.25	59.26	285.12	59.18	Φ10/40	Φ10/9	Φ6/40	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20

Πίνακας 6.21 Στάθμη 3 - Συγκεντρωτικός πίνακας εμβαδού οπλισμού διάτμησης δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.

Α/Α	Διαστάσεις	Υπάρχων Οπλισμός		EC2 - EC8	ΕΚΩΣ		Ποσοστό απαιτ. Οπλισμού	
		Άκρο 1	Άκρο 2	Συνδετήρες	Άκρο 1	Άκρο 2		
		AS (cm ²)	AS (cm ²)	Asw (cm ²)	AS (cm ²)	AS (cm ²)		
1	Δ1	20/60	2.41	4.43	2.85	23.80	23.04	-88%
2	Δ2	20/60	6.64	5.00	7.84	19.00	18.94	-59%
3	Δ5	20/60	2.51	4.43	2.97	21.48	20.85	-86%
4	Δ3	25/60	3.09	4.43	3.09	24.60	22.55	-87%
5	Δ8	40/60	5.00	5.00	-	9.21	9.74	-
6	Δ23	20/60	5.00	5.00	-	3.85	3.77	-
7	Δ11	35/60	6.06	4.43	6.06	15.30	14.04	-60%
8	Δ10	25/40	6.43	6.43	-	14.81	14.48	-
9	Δ12	25/70	5.13	4.43	6.44	6.96	6.58	-7%
10	Δ14	25/70	2.63	5.00	3.11	11.07	11.52	-72%
11	Δ17	25/70	4.43	4.43	-	23.19	25.49	-
12	Δ13	35/65	2.85	5.00	5.00	16.90	16.60	-70%
13	Δ15	35/65	6.82	6.09	6.09	13.75	13.98	-56%
14	Δ20	20/60	5.00	5.00	-	14.61	14.48	-
15	Δ21	20/60	5.00	5.00	-	16.63	15.56	-
16	Δ22	20/60	3.53	5.00	5.00	7.26	7.17	-31%
17	Δ24	20/60	2.27	5.00	5.00	10.88	11.65	-54%
18	Δ3	25/60	3.09	4.43	4.43	24.60	22.55	-82%

Πίνακας 6.22 Στάθμη 4 - Συγκεντρωτικός πίνακας διαστασιολόγησης σε τέμνουσα δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.

Α/Α	Διαστάσεις	Ved	VRdc	Vrdmax	VRds	EC2 - EC8 : Διάτμηση				ΕΚΩΣ : Διάτμηση		
						Φ10		Φ6		Υπάρχων		
						AS (cm ²)	AS Lcr (cm ²)	AS (cm ²)	AS Lcr (cm ²)	Άκρο 1	Άκρο 2	
1	Δ1	20/60	69.12	47.41	228.1	59.18	Φ10/40	Φ10/9	Φ6/20	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
2	Δ2	20/60	166.82	47.41	228.1	59.18	Φ10/21	Φ10/11	Φ6/7	Φ6/11	Φ6/20	Φ6/20
3	Δ5	20/60	67.72	47.41	228.1	59.18	Φ10/40	Φ10/9	Φ6/19	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
4	Δ3	25/60	114.96	59.26	285.12	59.18	Φ10/32	Φ10/9	Φ6/6	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
5	Δ6	40/60	157.94	94.82	456.19	59.8	Φ10/23	Φ10/12	Φ6/8	Φ6/12	Φ6/20	Φ6/20
6	Δ4	25/60	97.04	59.26	285.12	59.18	Φ10/38	Φ10/9	Φ6/13	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
7	Δ7	40/60	118.59	94.82	456.19	59.8	Φ10/31	Φ10/12	Φ6/11	Φ6/12	Φ6/20	Φ6/20
8	Δ39	40/60	73.5	94.82	456.19	59.8	-	Φ10/12	-	Φ6/12	Φ6/20	Φ6/20
9	Δ10	25/40	21.83	67.88	326.59	48.42	-	Φ10/11	-	Φ6/11	Φ6/20	Φ6/20
10	Δ16	30/60	25.5	71.11	342.14	59.18	-	Φ10/12	-	Φ6/12	Φ6/20	Φ6/20
11	Δ15	35/65	118.91	90.51	435.46	64.57	Φ10/31	Φ10/11	Φ6/11	Φ6/11	Φ6/20	Φ6/20
12	Δ18	30/60	25.5	71.11	342.14	59.18	-	Φ10/12	-	Φ6/12	Φ6/20	Φ6/20
13	Δ19	30/60	22.75	71.11	342.14	59.18	-	Φ10/12	-	Φ6/12	Φ6/20	Φ6/20
14	Δ13	35/65	69.45	90.51	435.46	64.57	-	Φ10/11	-	Φ6/11	Φ6/20	Φ6/20
15	Δ17	35/65	118.91	90.51	435.46	64.57	Φ10/31	Φ10/11	Φ6/11	Φ6/11	Φ6/20	Φ6/20
16	Δ36	25/60	97.04	59.26	285.12	59.18	Φ10/38	Φ10/9	Φ6/13	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20
17	Δ38	25/60	114.96	59.26	285.12	59.18	Φ10/32	Φ10/9	Φ6/6	Φ6/9	Φ6/20	Φ6/20

Πίνακας 6.23 Στάθμη 4 - Συγκεντρωτικός πίνακας εμβαδού οπλισμού διάτμησης δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.

Α/Α	Διαστάσεις	Υπάρχων Οπλισμός		EC2 - EC8	ΕΚΩΣ		Ποσοστό απαιτ. Οπλισμού	
		Άκρο 1	Άκρο 2	Συνδετήρες	Άκρο 1	Άκρο 2		
		AS (cm ²)	AS (cm ²)	Asw (cm ²)	AS (cm ²)	AS (cm ²)		
1	Δ1	20/60	4.43	4.43	2.92	28.30	26.49	-90%
2	Δ2	20/60	5.00	5.00	7.05	17.09	16.90	-59%
3	Δ5	20/60	4.43	4.43	2.86	23.37	23.74	-88%
4	Δ3	25/60	4.43	4.43	4.86	31.13	29.76	-84%
5	Δ6	40/60	7.09	7.09	6.67	13.59	13.46	-51%
6	Δ4	25/60	4.43	4.43	4.10	11.75	11.98	-65%
7	Δ7	40/60	7.09	7.09	4.24	12.90	11.22	-
8	Δ39	40/60	7.09	7.09	-	4.85	1.88	-
9	Δ10	25/40	6.09	6.09	-	12.81	11.97	-
10	Δ16	30/60	5.67	5.67	-	19.31	17.53	-
11	Δ15	35/65	6.09	6.09	5.02	11.09	11.68	-55%
12	Δ18	30/60	5.67	5.67	-	19.31	17.53	-
13	Δ19	30/60	5.67	5.67	-	12.99	11.16	-
14	Δ13	35/65	5.00	5.00	-	13.63	13.15	-
15	Δ17	35/65	6.09	6.09	5.02	11.09	11.68	-55%
16	Δ36	25/60	4.43	4.43	4.10	11.75	11.98	-65%
17	Δ38	25/60	4.43	4.43	4.86	31.13	29.76	-84%

Πίνακας 6.24 Στάθμη 4 - Συγκεντρωτικός πίνακας διαστασιολόγησης σε τέμνουσα δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.

Α/Α	Διαστάσεις	Ved	VRdc	Vrdmax	VRds	EC2 - EC8 : Διάτμηση				ΕΚΩΣ : Διάτμηση		
						Φ10		Φ6		Υπάρχων		
						AS (cm ²)	AS Lcr (cm ²)	AS (cm ²)	AS Lcr (cm ²)	Άκρο 1	Άκρο 2	
1	Δ3,41	25/60	129.63	59.26	285.12	59.18	Φ10/40	Φ10/9	Φ6/24	Φ6/9	6Φ20	6Φ20
2	Δ6	35/70	207.08	98.05	471.74	69.95	Φ10/21	Φ10/11	Φ6/7	Φ6/11	6Φ20	6Φ20
3	Δ4,37	25/60	96.29	59.26	285.12	59.18	Φ10/38	Φ10/9	Φ6/13	Φ6/9	6Φ20	6Φ20
4	Δ7	30/60	146.73	71.11	342.14	59.18	Φ10/25	Φ10/12	Φ6/9	Φ6/12	6Φ20	6Φ20
5	Δ35	30/60	69.23	71.11	342.14	59.18	-	Φ10/12	-	-	6Φ20	6Φ20
6	Δ9	30/60	131.05	71.11	342.14	59.18	Φ10/28	Φ10/11	Φ6/10	Φ6/11	6Φ20	6Φ20
7	Δ10	30/60	33.81	71.11	342.14	59.18	-	Φ10/11	-	-	6Φ20	6Φ20
8	Δ23	20/60	59	47.41	228.1	59.18	Φ10/40	Φ10/9	Φ6/22	Φ6/9	6Φ20	6Φ20
9	Δ25	20/60	34.71	47.41	228.1	59.18	-	-	-	-	6Φ20	6Φ20
10	Δ24	20/60	60.82	47.41	228.1	59.18	Φ10/40	Φ10/11	Φ6/21	Φ6/11	6Φ20	6Φ20
11	Δ27	20/60	16.46	47.41	228.1	59.18	Φ10/40	Φ10/8	Φ6/40	Φ6/8	6Φ20	6Φ20
12	Δ32	30/60	131.05	71.11	342.14	59.18	Φ10/28	Φ10/11	Φ6/10	Φ6/11	6Φ20	6Φ20
13	Δ33	30/60	146.73	71.11	342.14	59.18	Φ10/25	Φ10/12	Φ6/9	Φ6/12	6Φ20	6Φ20
14	Δ37	25/60	96.29	59.26	285.12	59.18	Φ10/38	Φ10/9	Φ6/13	Φ6/9	6Φ20	6Φ20

Πίνακας 6.25 Στάθμη 5 - Συγκεντρωτικός πίνακας εμβαδού οπλισμού διάτμησης δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.

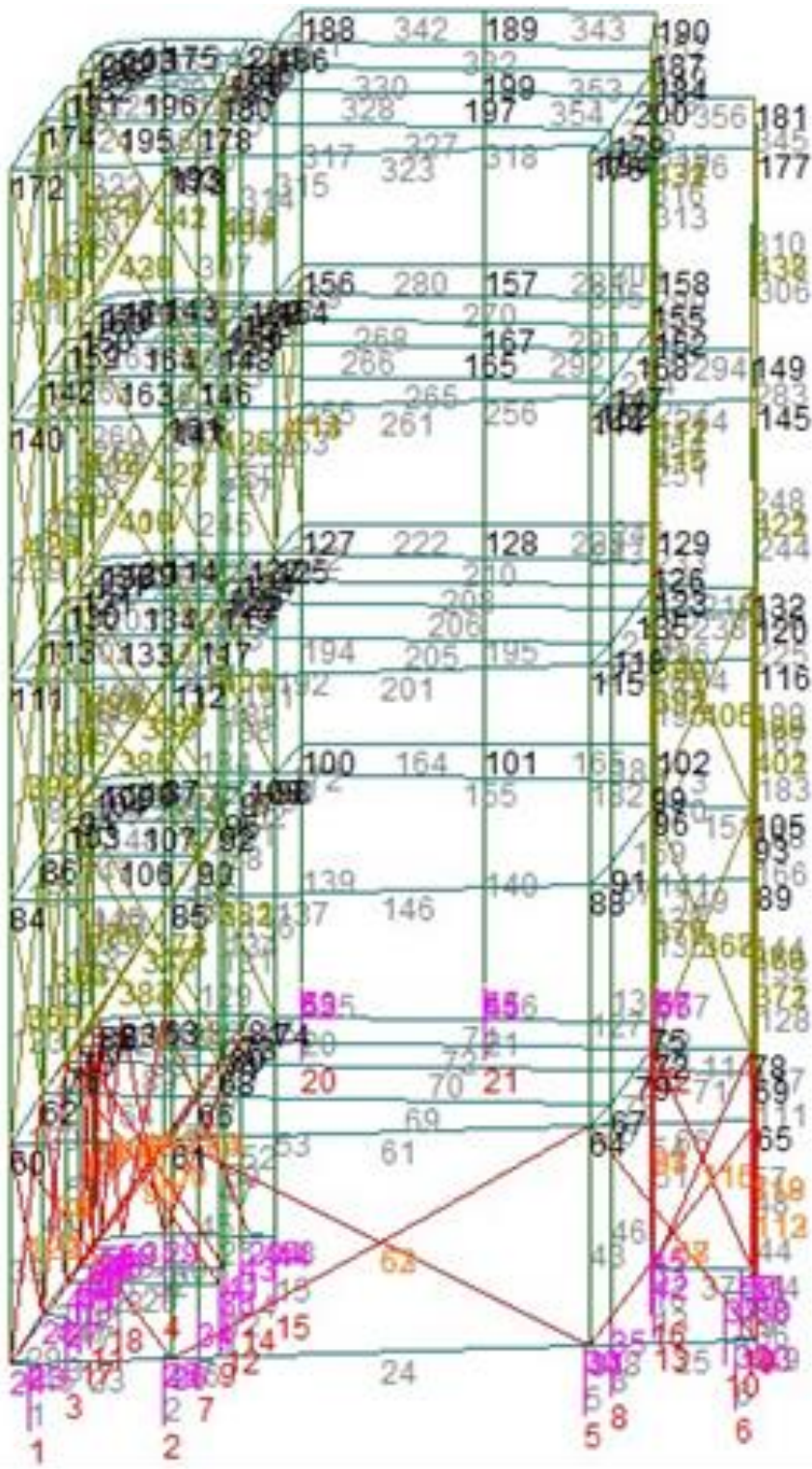
Α/Α	Διαστάσεις	Υπάρχων Οπλισμός		EC2 - EC8	ΕΚΩΣ		Ποσοστό απαιτ. Οπλισμού	
		Άκρο 1	Άκρο 2	Συνδετήρες	Άκρο 1	Άκρο 2		
		AS (cm ²)	AS (cm ²)	Asw (cm ²)	AS (cm ²)	AS (cm ²)		
1	Δ3,41	25/60	4.43	4.43	2.27	25.57	23.19	-91%
2	Δ6	35/70	6.09	6.09	7.40	15.54	15.13	-52%
3	Δ4,37	25/60	4.43	4.43	4.07	9.42	8.64	-57%
4	Δ7	30/60	2.84	2.84	6.20	12.27	11.93	-49%
5	Δ35	30/60	5.67	5.67	-	6.79	4.20	-
6	Δ9	30/60	5.00	5.00	5.54	6.75	14.17	-18%
7	Δ10	30/60	6.09	6.09	-	14.55	12.57	-
8	Δ23	20/60	4.43	4.43	2.49	8.65	8.10	-71%
9	Δ25	20/60	4.43	4.43	-	2.59	2.67	-
10	Δ24	20/60	5.00	5.00	2.57	6.36	6.04	-60%
11	Δ27	20/60	3.94	3.94	0.70	15.28	15.66	-95%
12	Δ32	30/60	5.00	5.00	5.54	6.75	14.17	-18%
13	Δ33	30/60	2.84	2.84	6.20	12.27	11.93	-49%
14	Δ37	25/60	4.43	4.43	4.07	9.42	8.64	-57%

Πίνακας 6.26 Στάθμη 6 - Συγκεντρωτικός πίνακας διαστασιολόγησης σε τέμνουσα δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.

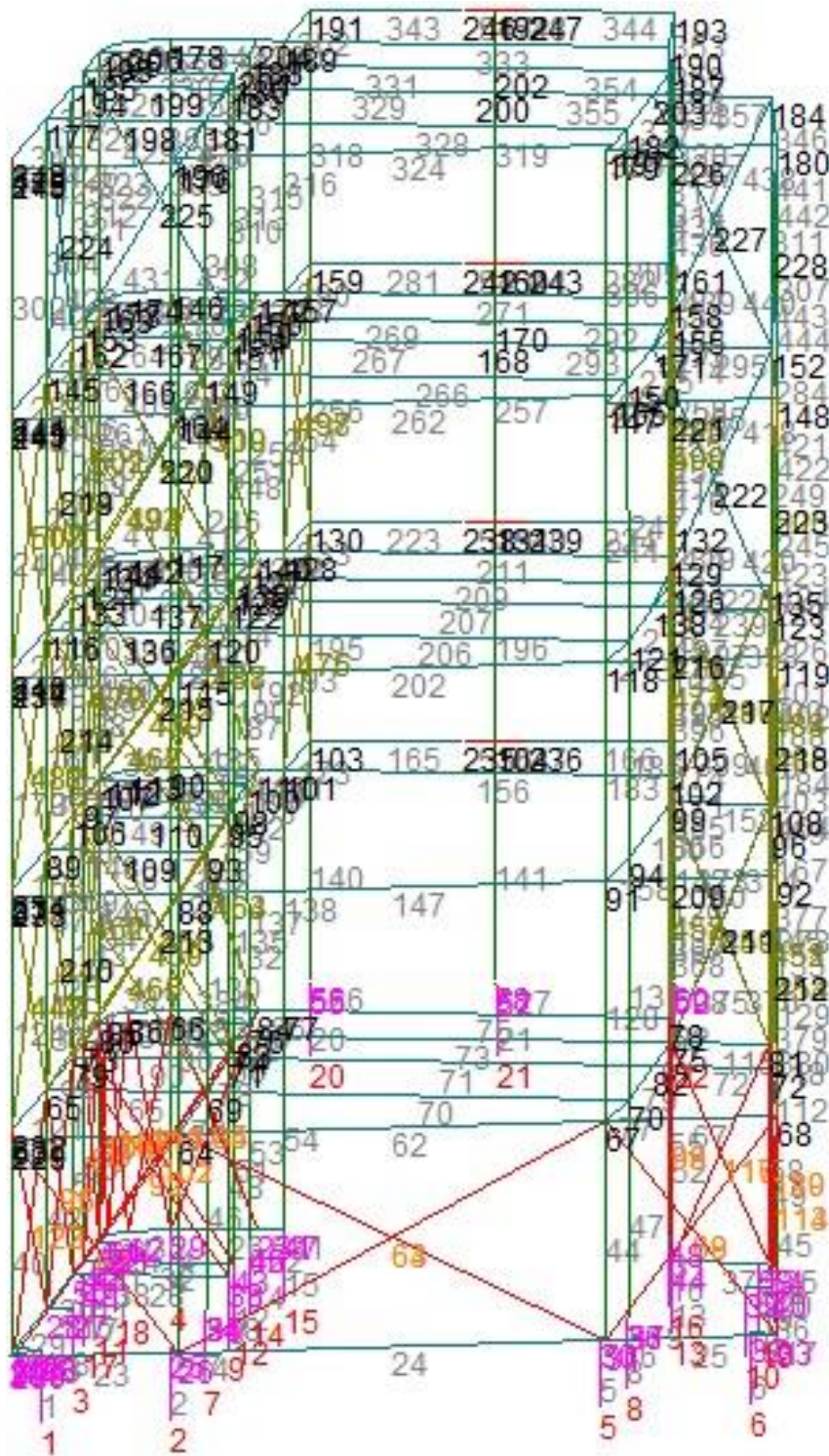
Α/Α	Διαστάσεις	Ved	VRdc	Vrdmax	VRds	EC2 - EC8 : Διάτμηση				ΕΚΩΣ : Διάτμηση		
						Φ10		Φ6		Υπάρχων		
						AS (cm ²)	AS Lcr (cm ²)	AS (cm ²)	AS Lcr (cm ²)	Άκρο 1	Άκρο 2	
1	Δ8	20/60	20.64	47.41	228.1	59.18	-	-	-	-	6Φ20	6Φ20
2	Δ9	30/60	131.05	25.5	71.11	342.14	Φ10/28	Φ10/40	Φ6/10	Φ6/40	6Φ20	6Φ20
3	Δ10	30/60	33.81	25.5	71.11	342.14	Φ10/40	Φ10/40	Φ6/40	Φ6/40	6Φ20	6Φ20
4	Δ24	20/60	61.23	47.41	228.1	59.18	Φ10/40	Φ10/11	Φ6/21	Φ6/11	6Φ20	6Φ20
5	Δ27	20/60	17.08	47.41	228.1	59.18	-	Φ10/8	-	Φ6/8	6Φ20	6Φ20
6	Δ30	20/60	35.53	47.41	228.1	59.18	-	Φ10/8	-	Φ6/8	6Φ20	6Φ20
7	Δ29	20/60	4.45	47.41	228.1	59.18	-	Φ10/9	-	Φ6/9	6Φ20	6Φ20
8	Δ39	20/60	13.71	47.41	228.1	59.18	-	Φ10/8	-	Φ6/8	6Φ20	6Φ20
9	Δ40	20/60	9.94	47.41	228.1	59.18	-	Φ10/8	-	Φ6/8	6Φ20	6Φ20
10	Δ32	30/60	131.05	25.5	71.11	342.14	Φ10/28	Φ10/40	Φ6/10	Φ6/40	6Φ20	6Φ20

Πίνακας 6.27 Στάθμη 6 - Συγκεντρωτικός πίνακας εμβαδού οπλισμού διάτμησης δοκών με EC2, EC8 και ΕΚΩΣ.

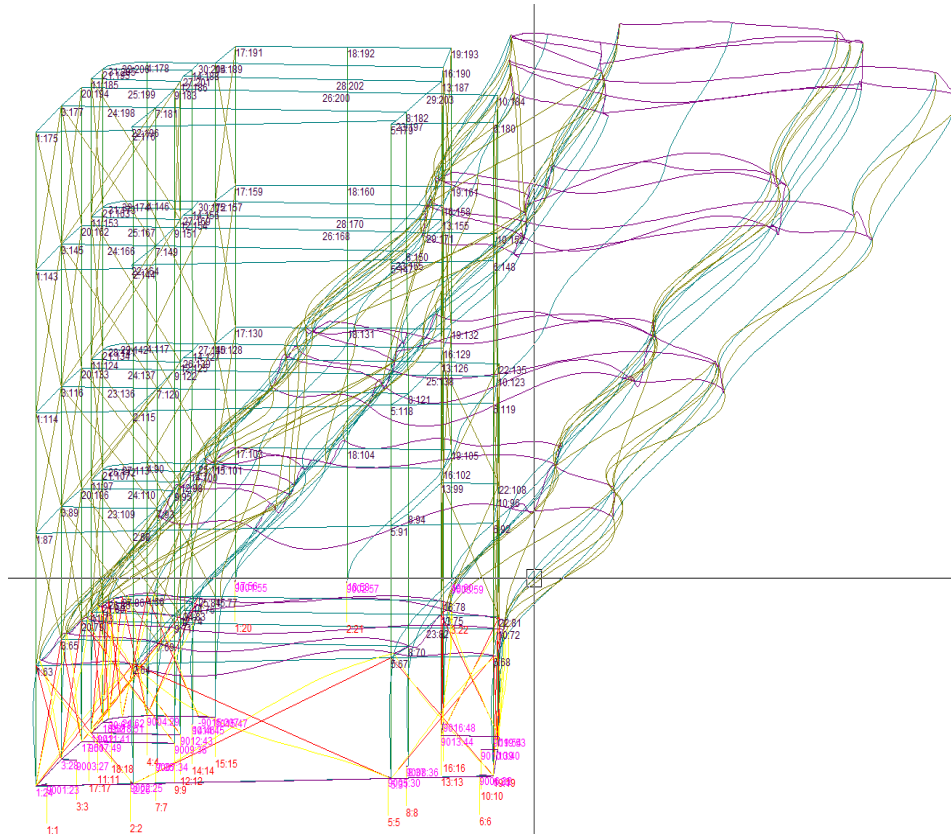
Α/Α	Διαστάσεις	Υπάρχων Οπλισμός		EC2 - EC8	ΕΚΩΣ		Ποσοστό απαιτ. Οπλισμού	
		Άκρο 1	Άκρο 2	Συνδετήρες	Άκρο 1	Άκρο 2		
		AS (cm ²)	AS (cm ²)	Asw (cm ²)	AS (cm ²)	AS (cm ²)		
1	Δ8	20/60	4.43	4.43	-	2.70	1.53	-
2	Δ9	30/60	5.00	5.00	4.68	6.58	13.90	-29%
3	Δ10	30/60	6.09	6.09	1.43	8.53	7.36	-83%
4	Δ24	20/60	5.00	5.00	2.59	6.42	6.10	-
5	Δ27	20/60	3.94	3.94	-	10.11	10.49	-
6	Δ30	20/60	3.94	3.94	-	4.87	4.04	-
7	Δ29	20/60	3.94	3.94	-	7.67	7.61	-
8	Δ39	20/60	3.94	3.94	-	4.13	4.15	-
9	Δ40	20/60	3.94	3.94	-	4.27	5.11	-
10	Δ32	30/60	5.00	5.00	4.68	6.58	13.90	-29%



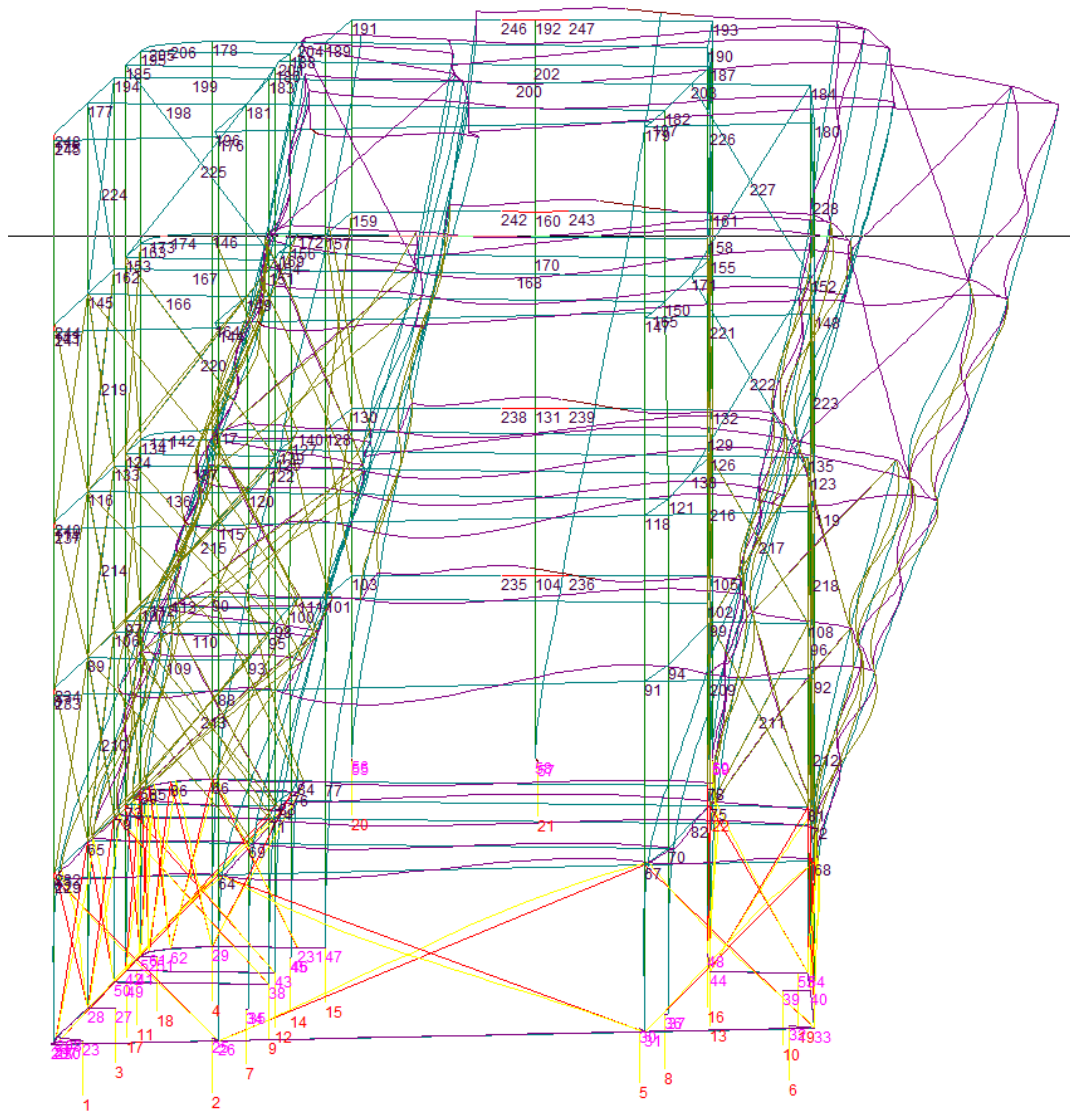
Σχήμα 6.39 Κόμβοι κτιρίου (Αποτίμηση)



Σχήμα 6.40 Κόμβοι κτιρίου (Ενίσχυση)



Σχήμα 6.41 Παραμορφωσιμότητα του κτιρίου πριν (αποτίμηση).



Σχήμα 6.42 Παραμορφωσιμότητα του κτιρίου μετά την (β) επίσχυση

Η παρούσα εργασία ασχολήθηκε με την αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων ΩΣ με βάση τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων. Τα δομικά στοιχεία που κατά τον σχεδιασμό δεν θεωρήθηκαν ως τμήμα του συστήματος ανάληψης των σεισμικών δράσεων, πρέπει να είναι σε θέση να διατηρήσουν τη φέρουσα ικανότητά τους.

Ανάλυση Υφισταμένης Κατασκευής

Η πρώτη ανάλυση έδειξε ότι η συμπεριφορά του υπάρχοντος κτιρίου παρουσιάζει προβλήματα και ανεπάρκειες που αφορούν τόσο σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία (δοκούς και υποστυλώματα), όσο και στο σύνολό της κατασκευής. Εντοπίστηκαν επίσης υπερβάσεις διατμητικής αντοχής σε υποστυλώματα και σε δοκούς.

Ανάλυση Ενισχυμένης Κατασκευής

Από τη δεύτερη ανάλυση έδειξε ότι μετά τις προτεινόμενες επεμβάσεις, η συμπεριφορά του κτιρίου αναβαθμίζεται αισθητά, ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις των ΕΑΚ 2000 και ΕΚΩΣ 2000. Πιο συγκεκριμένα:

- Η ενίσχυση των υποστυλωμάτων με την τοποθέτηση οπλισμού, που στερεώθηκε με τα απαραίτητα βλήτρα και στη συνέχεια με τη δημιουργία νέας στρώσης με τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (gunite) πάχους 10, είχε σαν αποτέλεσμα,
 - ✓ μείωση σε ποσοστό 84% του λόγου M_{sd}/M_{Rd} σε όλες τις στάθμες του κτιρίου.
 - ✓ μείωση σε ποσοστό 66% του λόγου N_{sd}/N_{Rd} σε όλες τις στάθμες του κτιρίου.
- Η ενίσχυση των δοκών με μανδύες υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή (1/3 SikaWrap® 230C - 30 cm), μιας στρώσης πάχους 10 cm, βελτιώσαν σημαντικά τη διατμητική αντοχή των δοκών σε όλες τις στάθμες του κτιρίου με την περίσφιξη του σκυροδέματος.

- Επιπλέον, λόγω των επεμβάσεων αυξάνεται σημαντικά η δυσκαμψία της κατασκευής, με αποτέλεσμα τη μείωση της ιδιοπεριόδου από $T = 0.447$ σε $T = 0.074$ sec.
- Ο ΕΚΩΣ και ο ΕΑΚ συμβάλουν υπέρ της ασφαλείας μιας κατασκευής, αλλά το βασικό μειονέκτημα τους είναι ο αντιοικονομικός σχεδιασμός που θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε μια κατασκευή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας.

1. Xiao Y, Ma R. Seismic retrofit of RC circular columns using prefabricated composite jacketing. *Journal of Structural Engineering*, 123 (1997) 1357–64, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:10\(1357\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:10(1357)).
2. Formisano A., Massimilla A., Lorenzo Di.G., Landolfo R., Seismic retrofit of gravity load designed RC buildings using external steel concentric bracing systems, *Engineering Failure Analysis* 111 (2020) 104485, <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.104485>.
3. Saingama P., Sutcu F., Terazawaa Y., Fujishitac K., Lina P.C., Celikd O.C., Takeuchia T., Composite behavior in RC buildings retrofitted using buckling-restrained braces with elastic steel frames, *Engineering Structures* 219 (2020) 110896, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110896>.
4. Sutcu F., Takeuchi T., Matsui R., Seismic retrofit design method for RC buildings using buckling-restrained braces and steel frames, *Journal of Constructional Steel Research* 101 (2014) 304–313, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.05.023>.
5. Choi SW, Park SW, Park HS. Multi-objective design model for retrofit of reinforced concrete frames with infilled walls using FRP bracings. *Construction and Buildings Materials* 140 (2017) 454–467, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.154>.
6. Seo H, Kim J, Kwon M. Optimal seismic retrofitted RC column distribution for an existing school building. *Eng Struct* 168 (2018) 399–404, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.098>.
7. Park K, Oh BK, Park HS, Choi SW. GA-based multi-objective optimization for retrofit design on a multi-core PC cluster. *Comput-Aided Civ Infrastruct Eng* 30 (2015) 965–80, <https://doi.org/10.1111/mice.12176>.
8. Kim Y., Lim A.S., Park S.H., Optimal seismic retrofit method for reinforced concrete columns with wing walls, *Engineering Structures* 210 (2020) 110390, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110390>.
9. Hadigheh S.A., Gravina R.J., Generalization of the interface law for different FRP processing techniques in FRP-to-concrete bonded interfaces, *Composites Part B* 91 (2016) 399–407, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.01.015>.
10. Hadigheh S.A, Maheri M., Mahini S., Performance of weak-beam, strong column RC frames strengthened at the joints by FRP, *Iranian Journal Science and Technology of Civil Engineering*, 37 (2013) 33–51.
11. Zhou J., Chen X., Chen S., Durability and service life prediction of GFRP bars embedded in concrete under acid environment, *Nuclear Engineering and Design*, 241 (10) (2011) 4095–4102, <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2011.08.038>.
12. Altalmas A., Refai El.A., Abed F., Bond degradation of basalt fiber-reinforced polymer (BFRP) bars exposed to accelerated aging conditions, *Constr. Build. Mater.* 81 (2015) 162–171, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.02.036>.
13. Hadigheh S.A., Gravina R.J., Setunge S., Kim S.J., Bond characterization of adhesively bonded joints made with the resin infusion (RI) process, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 57 (2015) 13–21, <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2014.10.001>.
14. Sim J, Park C, Moon DY. Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures. *Composites Part B: Engineering*, 36 (6-7) (2005) 504–12, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2005.02.002>.

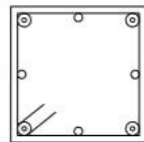
16. Fan X, Zhang M. Experimental study on flexural behaviour of inorganic polymer concrete beams reinforced with basalt rebar. *Composites Part B: Engineering*, 93 (2016) 174–83, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.03.021>.
17. Herwig A, Motavalli M. Axial behavior of square reinforced concrete columns strengthened with lightweight concrete elements and unbonded GFRP wrapping. *Journal of composites for construction* 16(6) (2012) 747–52.
18. Mugahed Amran YH, Alyousef R, Rashid RSM, Alabduljabbar H, Hung C-C. Properties and applications of FRP in strengthening RC structures: a review. *Structures* 16 (2018) 208–238.
19. Al-saadi AU, Aravinthan T, Lokuge W. Structural applications of fibre reinforced polymer (FRP) composite tubes: a review of columns members. *Composite Structures* 204 (2018) 513–24, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.07.109>.
20. Dhahir MK, Nadir W. A compression field based model to assess the shear strength of concrete beams reinforced with longitudinal FRP bars. *Construction and Building Materials* 191 (2018) 736–51, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.036>.
21. Wang Z, Zhao X-L, Xian G, Wu G, Singh Raman RK, Al-Saadi S. Durability study on interlaminar shear behaviour of basalt-, glass- and carbon-fibre reinforced polymer (B/G/CFRP) bars in seawater sea sand concrete environment. *Construction and Building Materials* 156 (2017) 985–1004, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.045>.
22. Yang Xu, Gao W-Y, Dai J-G, Lu Z-D, Yu K-Q. Flexural strengthening of RC beams with CFRP grid-reinforced ECC matrix. *Compos Struct.* 189 (2018) 9–26, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.01.048>.
23. Lee JJ, Song J, Kim H. Chemical stability of basalt fiber in alkaline solution. *Fibers and Polymers* 15(11) (2014) 2329–34.
24. Masri E.Y., Rakha T., A scoping review of non-destructive testing (NDT) techniques in building performance diagnostic inspections, *Construction and Building Materials* 265 (2020) 120542, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120542>.
25. Godinho L., Dias-da-Costa D., Areias P., Júlio E., Soares D., Numerical study towards the use of a SH wave ultrasonic-based strategy for crack detection in concrete structures, *Engineering Structures* 49 (2013) 782–791, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.12.019>.
26. Dhekne A., Gowda M., Zhao Y., Hassanieh H., Choudhury R. R., LiquidID: A wireless liquid identifier, *MobiSys 2018 - Proc. 16th ACM Int. Conf. Mob. Syst. Appl. Serv.*, 442–454, (2018), <https://doi.org/10.1145/3210240.3210345>.
27. Clark M.R., McCann D.M., Forde M.C., Application of infrared thermography to the non-destructive testing of concrete and masonry bridges, *NDT E International* 36 (4) (2003) 265–275, [https://doi.org/10.1016/S0963-8695\(02\)00060-9](https://doi.org/10.1016/S0963-8695(02)00060-9).
28. Lim JC, Ozbakkloglu T. Factors influencing hoop rupture strains of FRP-confined concrete. *Applied Mechanics Materials, Trans Tech Publ* 501-504 (2014) 949–53.
29. American Technology Council (1996), ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report No. SSC 96-01, Volume 1, Chapter 5, November.
30. Ruiz-García J. Mainshock-aftershock ground motion features and their influence in building's seismic response. *Journal of Earthquake Engineering* 16 (5) (2012) 719–37, <https://doi.org/10.1080/13632469.2012.663154>.
31. Ambraseys N. N., Simpson K. A. and Bommer J. J., Prediction of Horizontal Response Spectra in Europe, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25 (1996) 371-400.
32. Elghazoul Y.A, *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*, Spon Press, Oxon, UK, 2009, hardback, 336pp, ISBN: 978-041544762.

33. Fardis N.M, Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings, based on EN-Eurocode 8, Springer Link, <https://10.1007/978-1-4020-9842-0>.
34. Bozorgnia Y., Campell W.K., The vertical-to-horizontal response spectral ratio and tentative procedures for developing simplified V/H and vertical design spectra, Journal of Earthquake Engineering, 8 (2) (2004) 173-207, <https://doi.org/10.1080/13632460409350486>.
35. Eurocode 2, Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1: 2004E. European Committee for Standardization (CEN), Brussels (2004).
36. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1: 2004E. European Committee for Standardization (CEN), Brussels (2004).

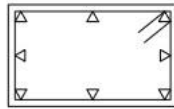
ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Σπυράκος Κ., Ενίσχυση των Κατασκευών για σεισμικά φορτία, Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητήριου Ελλάδας, Αθήνα (2004).
2. Δρίτσος Σ., Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Εκδόσεις Παν.Πατρών, Πάτρα (1994).
3. Στρεπέλιας Η., Ενίσχυση υφιστάμενων πλαισιακών κατασκευών με εμφάντωση από Ο.Σ. Πειραματική και Αναλυτική διερεύνηση, Διδακτορική διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών (2012).
4. Ιγνατάκης Χ., Σέξτος Α., Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 8, Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών βιβλιοθηκών- Εκδόσεις Κάλλιπος, Αθήνα (2016).
5. Ψυχάρης Ι.Ν., Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας: Τεύχος 2, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα (2016).
6. Σπυράκος Κ., Κατασκευές από Τοιχοποιία – Αποτίμηση & Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία, Εκδόσεις Εργονόμος ΙΚΕ, Αθήνα (2019).
7. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 1^η Αναθεωρημένη Έκδοση Ιούλιος 2013.
8. ΕΑΚ, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000).
9. ΕΚΩΣ, Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, (2000).

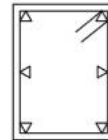
Α.2 ΣΤΑΘΜΗ 2 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ



K1 40/40
4Φ20+4Φ14
Σ Φ6/20

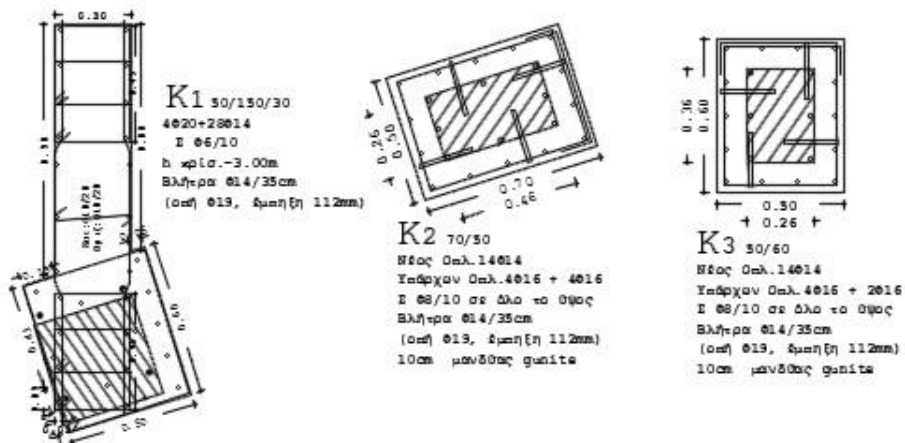


K2 50/30
8Φ16
Σ Φ6/20



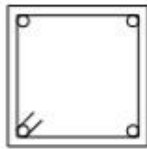
K3 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

(α) Αποτίμηση

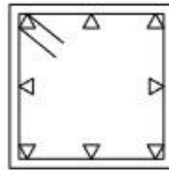


(β) Ενίσχυση

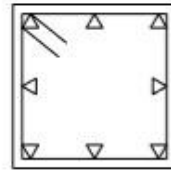
Σχήμα Α.1 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K1 έως K3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K4 30/30
4Φ14
Σ Φ6/20

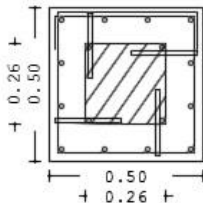


K5 35/35
6Φ16
Σ Φ6/20

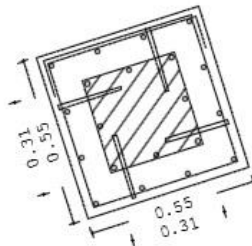


K6 35/35
6Φ16
Σ Φ6/20

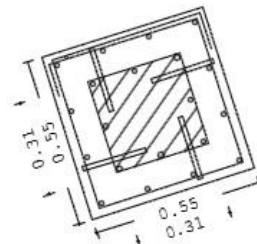
(α) Αποτίμηση



K4 50/50
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



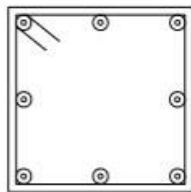
K5 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 4Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



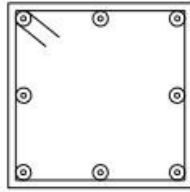
K6 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 4Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

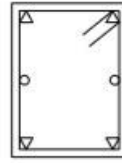
Σχήμα Α.2 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστρώματα K4 έως K6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K7 48/48
8Φ20
Σ Φ6/20

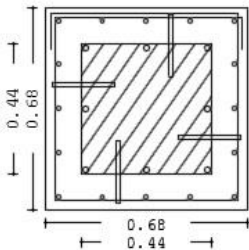


K8 48/48
8Φ20
Σ Φ6/20

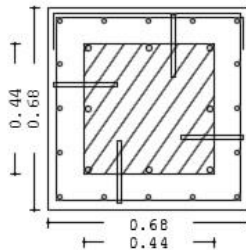


K9 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

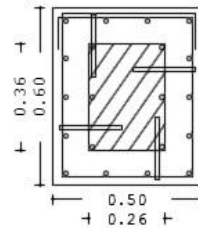
(α) Αποτίμηση



K7 70/70
Νέος Οπλ. 16Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ20 + 4Φ20
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



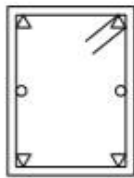
K8 70/70
Νέος Οπλ. 16Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ20 + 4Φ20
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



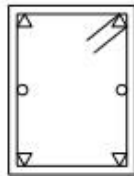
K9 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

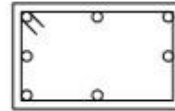
Σχήμα Α.3 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστρώματα Κ7 έως Κ9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K10 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

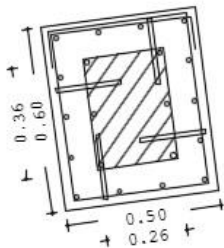


K11 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

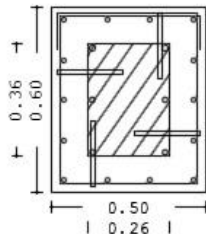


K12 40/25
8Φ14
Σ Φ6/20

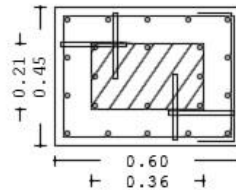
(α) Αποτίμηση



K10 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



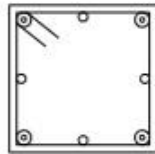
K11 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



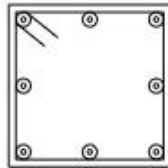
K12 60/45
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

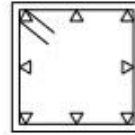
Σχήμα Α.4 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ10 έως Κ12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K13 40/40
4 Φ 20+4 Φ 14
 Σ Φ 6/20

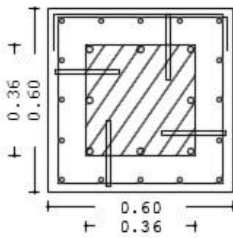


K14 45/45
8 Φ 20
 Σ Φ 6/20

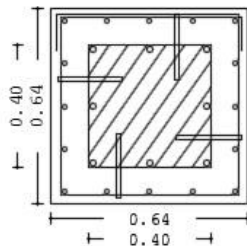


K15 35/35
8 Φ 16
 Σ Φ 6/20

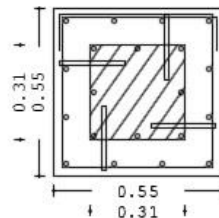
(α) Αποτίμηση



K13 60/60
Νέος Οπλ. 16 Φ 14
Υπάρχων Οπλ. 4 Φ 20 + 4 Φ 14
 Σ Φ 8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ 14/35cm
(οπή Φ 19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



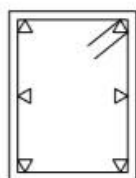
K14 65/65
Νέος Οπλ. 16 Φ 14
Υπάρχων Οπλ. 4 Φ 20 + 4 Φ 20
 Σ Φ 8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ 14/35cm
(οπή Φ 19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



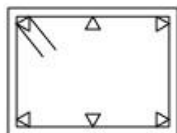
K15 55/55
Νέος Οπλ. 12 Φ 14
Υπάρχων Οπλ. 4 Φ 16 + 4 Φ 16
 Σ Φ 8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ 14/35cm
(οπή Φ 19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

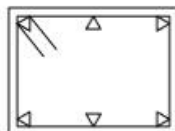
Σχήμα Α.5 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K13 έως K15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K16 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

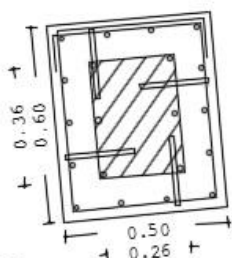


K17 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

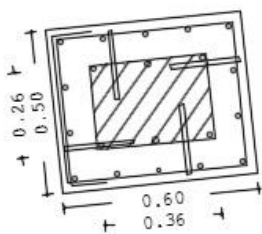


K18 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

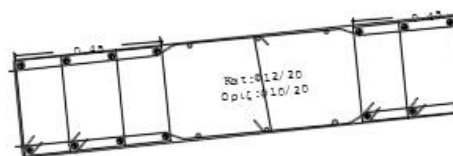
(α) Αποτίμηση



K16 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite



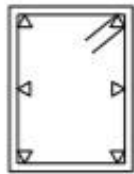
K17 60/50
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite



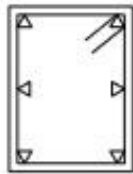
K18 150/30
16Φ20
Σ Φ8/10
h κρίσ.=3.30m

(β) Ενίσχυση

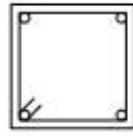
Σχήμα Α.6 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ16 έως Κ18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



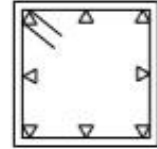
K19 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20



K20 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

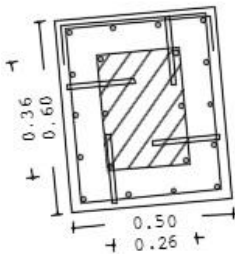


K21 30/30
4Φ14
Σ Φ6/20

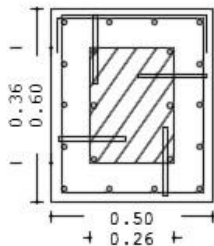


K22 35/35
8Φ16
Σ Φ6/20

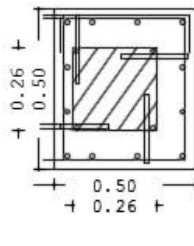
(α) Αποτίμηση



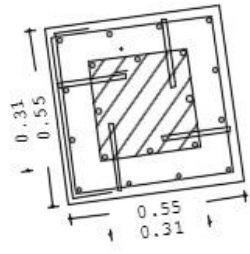
K19 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ16
Σ Φ8/9 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite



K20 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite



K21 50/50
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite

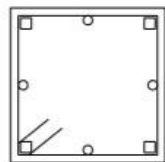


K22 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 4Φ
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite

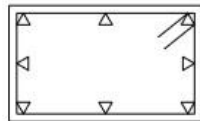
(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.7 Στάθμη 2 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ19 έως Κ22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

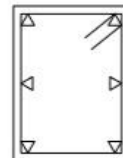
A.3 ΣΤΑΘΜΗ 3 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ



K1 40/40
4Φ18+4Φ14
Σ Φ6/20

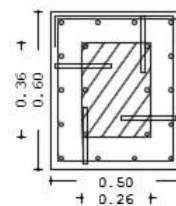
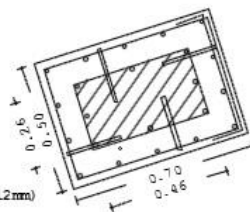
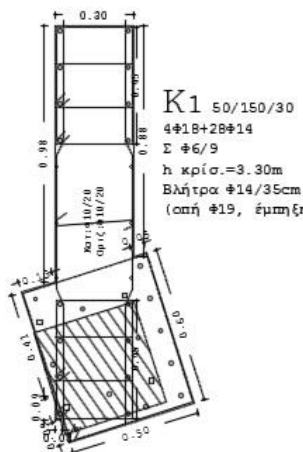


K2 50/30
8Φ16
Σ Φ6/20



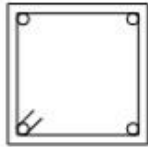
K3 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

(α) Αποτίμηση

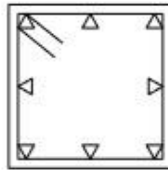


(β) Ενίσχυση

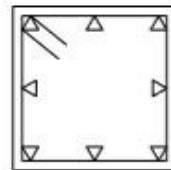
Σχήμα A.8 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K1 έως K3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K4 30/30
4Φ14
Σ Φ6/20

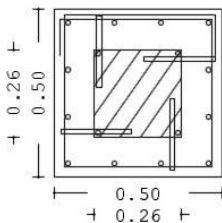


K5 35/35
6Φ16
Σ Φ6/20

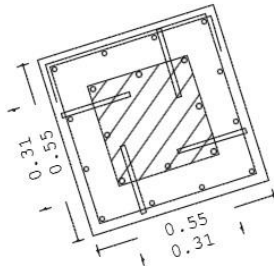


K6 35/35
6Φ16
Σ Φ6/20

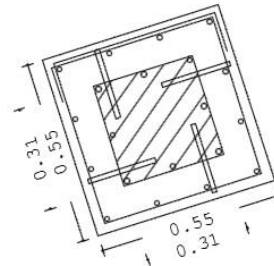
(α) Αποτίμηση



K4 50/50
Νέος Οπλ.12Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



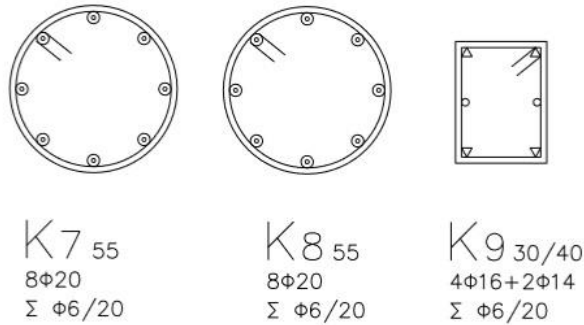
K5 55/55
Νέος Οπλ.12Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ16 + 4Φ16
Σ Φ8/9 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



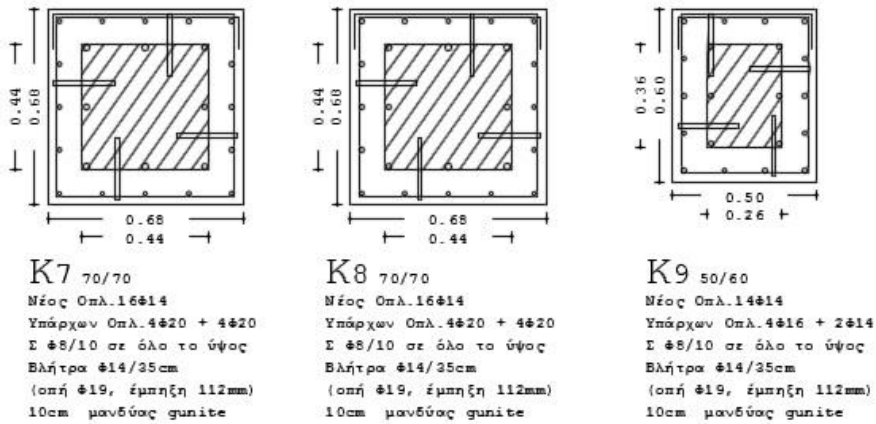
K6 55/55
Νέος Οπλ.12Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ16 + 4Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.9 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστρώματα K4 έως K6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

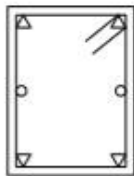


(α) Αποτίμηση

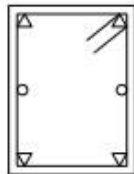


(β) Ενίσχυση

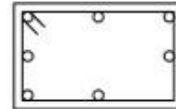
Σχήμα Α.10 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστύλωματα Κ7 έως Κ9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K10 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

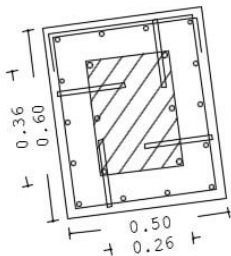


K11 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

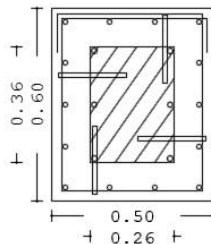


K12 40/25
8Φ14
Σ Φ6/20

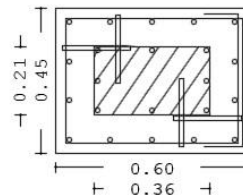
(α) Αποτίμηση



K10 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήττρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



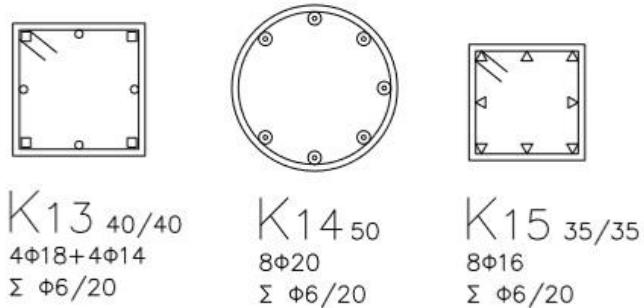
K11 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ14
Σ Φ8/7 σε όλο το ύψος
Βλήττρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



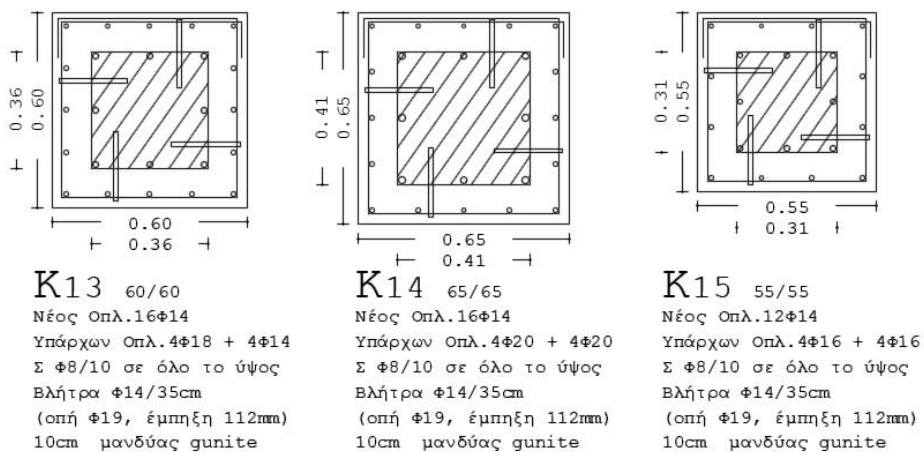
K12 60/45
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 4Φ14
Σ Φ8/7 σε όλο το ύψος
Βλήττρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.11 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ10 έως Κ12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

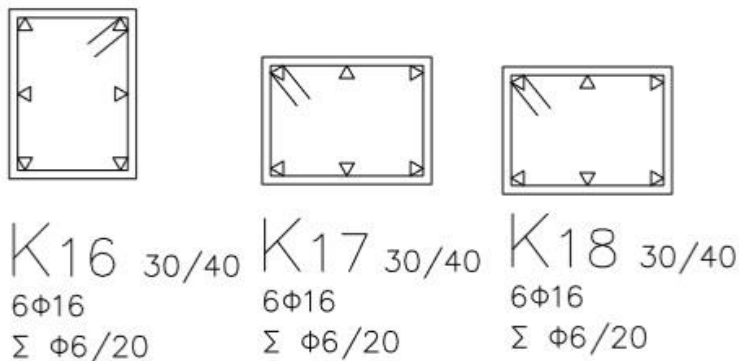


(α) Αποτίμηση

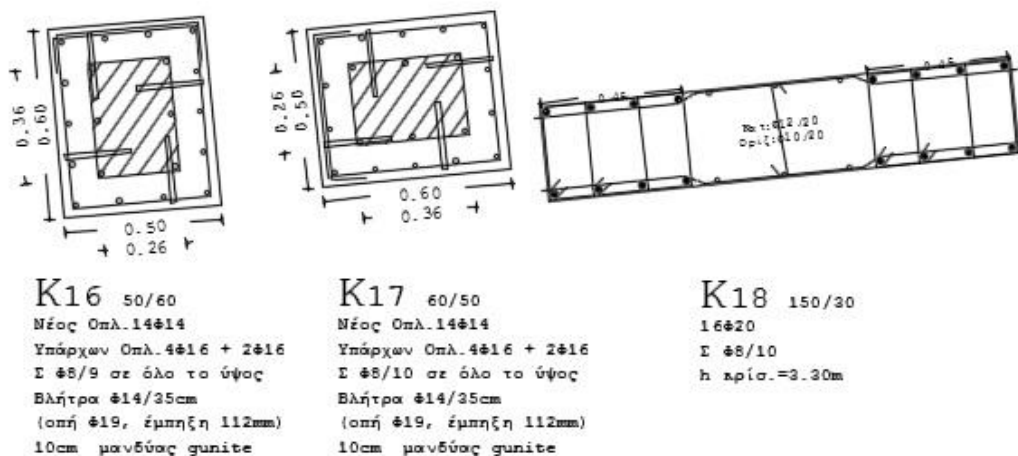


(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.12 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K13 έως K15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

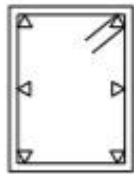


(α) Αποτίμηση

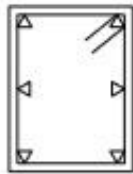


(β) Ενίσχυση

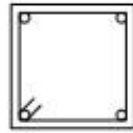
Σχήμα Α.13 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ16 έως Κ18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



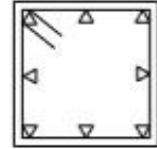
K19 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20



K20 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

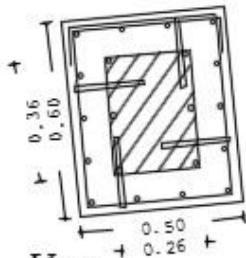


K21 30/30
4Φ14
Σ Φ6/20

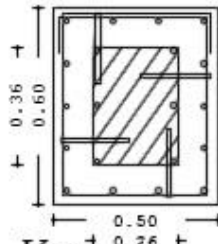


K22 35/35
8Φ16
Σ Φ6/20

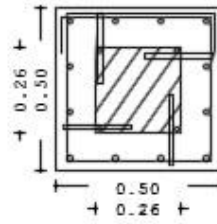
(α) Αποτίμηση



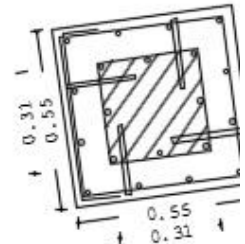
K19 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ16
Σ Φ8/9 σε όλο το ύψος
Ελήτρωτα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας σunitite



K20 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 2Φ16
Σ Φ8/9 σε όλο το ύψος
Ελήτρωτα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας σunitite



K21 50/50
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Ελήτρωτα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας σunitite

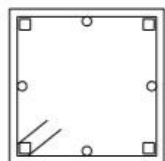


K22 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 +
Σ Φ8/10 σε όλο το
Ελήτρωτα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 1
10cm μανδύας σuniti

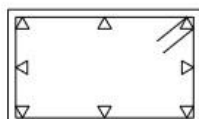
(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.14 Στάθμη 3 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ19 έως Κ22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

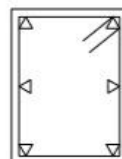
Α.4 ΣΤΑΘΜΗ 4 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ



K1 40/40
4Φ18+4Φ14
Σ Φ6/20

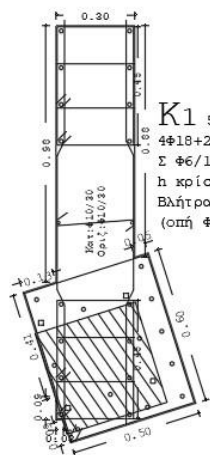


K2 50/30
8Φ16
Σ Φ6/20

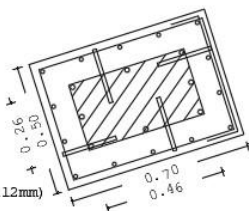


K3 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

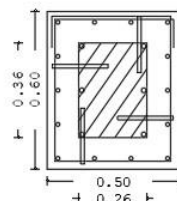
(α) Αποτίμηση



K1 50/150/30
4Φ18+2Φ14
Σ Φ6/10
h κρίσιμ.=3.00m
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)



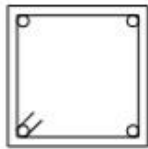
K2 70/50
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ16 + 4Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



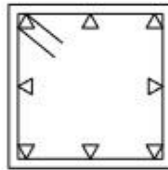
K3 50/60
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ16 + 2Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

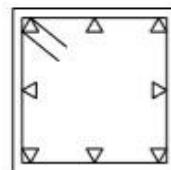
Σχήμα Α.15 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ1 έως Κ3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K4 30/30
4Φ14
Σ Φ6/20

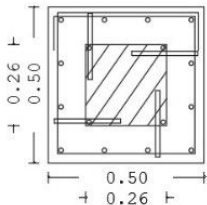


K5 35/35
6Φ16
Σ Φ6/20

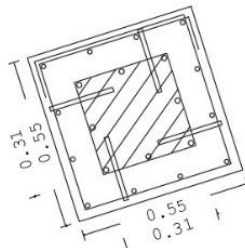


K6 35/35
6Φ16
Σ Φ6/20

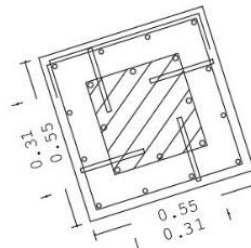
(α) Αποτίμηση



K4 50/50
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμπηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



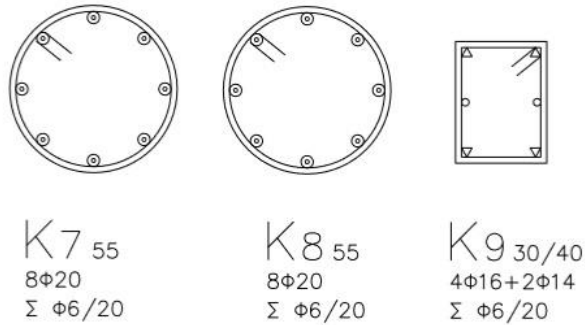
K5 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 4Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμπηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



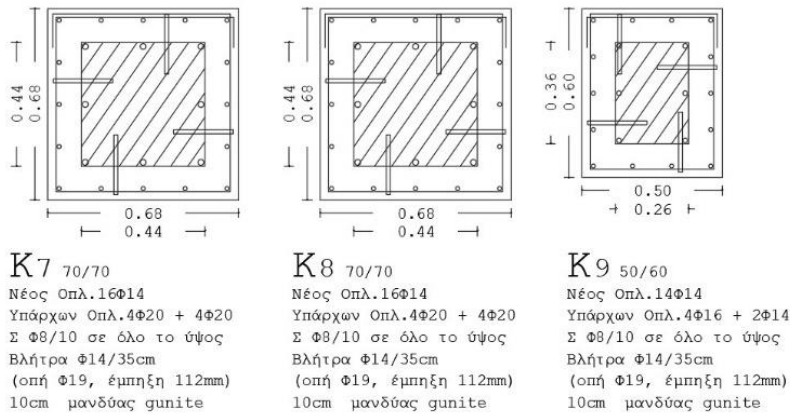
K6 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 4Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμπηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.16 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστρώματα Κ4 έως Κ6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

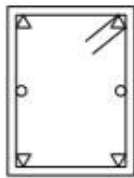


(α) Αποτίμηση

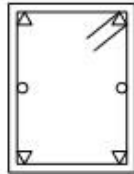


(β) Ενίσχυση

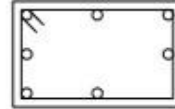
Σχήμα Α.17 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστρώματα Κ7 έως Κ9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K10 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

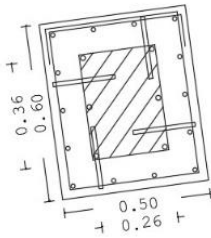


K11 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

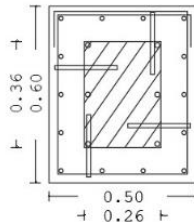


K12 40/25
8Φ14
Σ Φ6/20

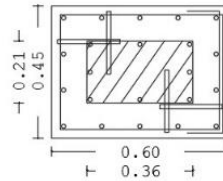
(α) Αποτίμηση



K10 50/60
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ16 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



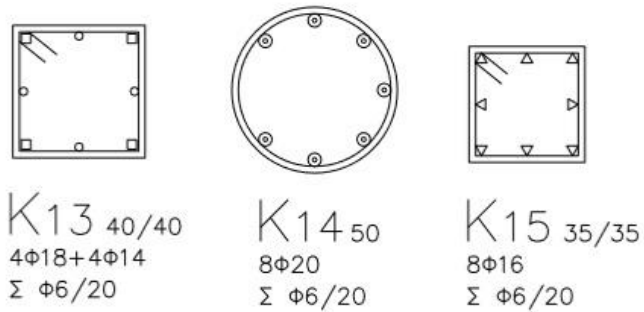
K11 50/60
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ16 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



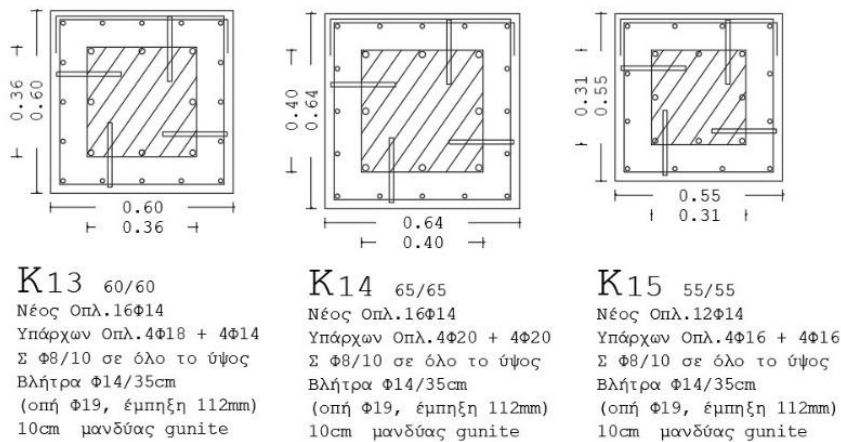
K12 60/45
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ14 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.18 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K10 έως K12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

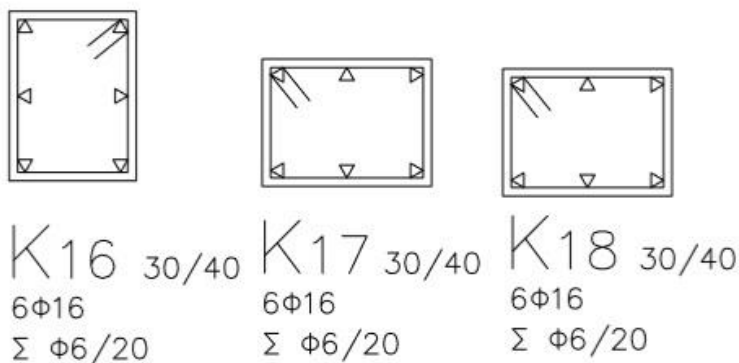


(α) Αποτίμηση

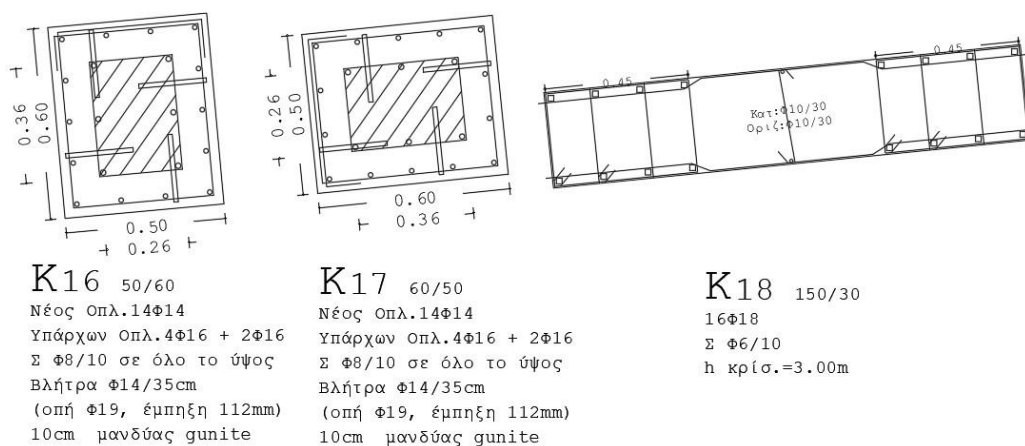


(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.19 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ13 έως Κ15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

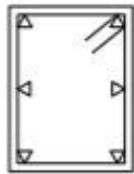


(α) Αποτίμηση

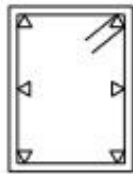


(β) Ενίσχυση

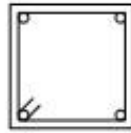
Σχήμα Α.20 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K16 έως K18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



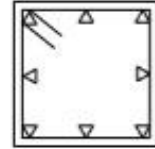
K19 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20



K20 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

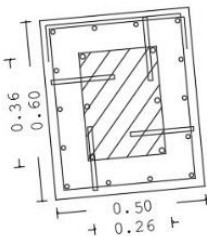


K21 30/30
4Φ14
Σ Φ6/20

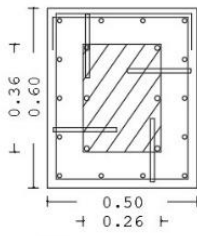


K22 35/35
8Φ16
Σ Φ6/20

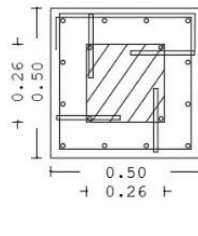
(α) Αποτίμηση



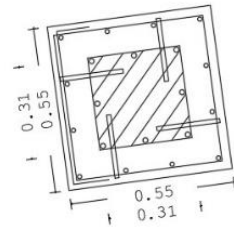
K19 50/60
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ16 + 2Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



K20 50/60
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ16 + 2Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



K21 50/50
Νέος Οπλ.12Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

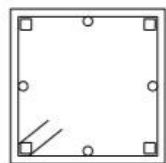


K22 55/55
Νέος Οπλ.12Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ16 + 4Φ16
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

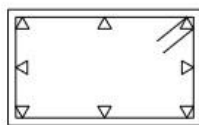
(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.21 Στάθμη 4 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ19 έως Κ22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

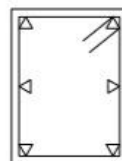
Α.5 ΣΤΑΘΜΗ 5 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ



K1 40/40
4Φ18+4Φ14
Σ Φ6/20

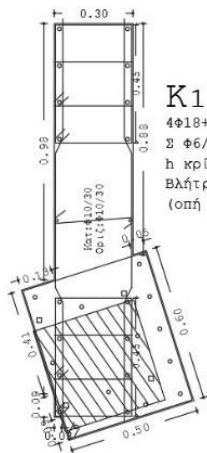


K2 50/30
8Φ16
Σ Φ6/20

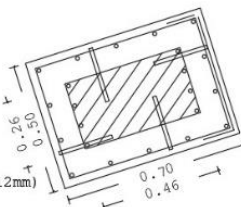


K3 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

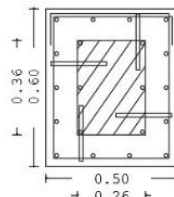
(α) Αποτίμηση



K1 50/150/30
4Φ18+28Φ14
Σ Φ6/10
h κρίσ.=3.55m
Βλήττρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)



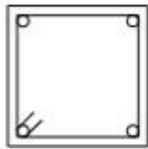
K2 70/50
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ14 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήττρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



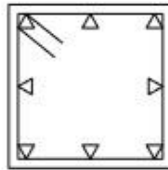
K3 50/60
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήττρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

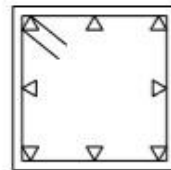
Σχήμα Α.22 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K1 έως K3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K4 30/30
4Φ14
Σ Φ6/20

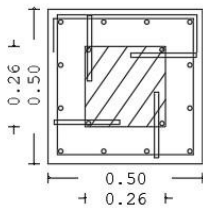


K5 35/35
6Φ16
Σ Φ6/20

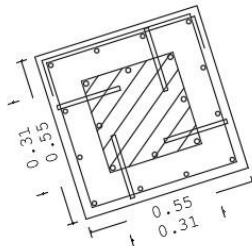


K6 35/35
6Φ16
Σ Φ6/20

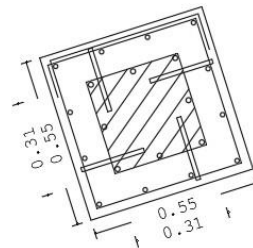
(α) Αποτίμηση



K4 50/50
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite



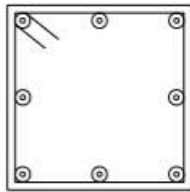
K5 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite



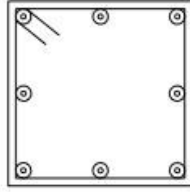
K6 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμμηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite

(β) Ενίσχυση

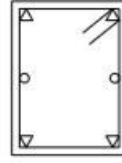
Σχήμα Α.23 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστρώματα Κ4 έως Κ6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K7 48/48
8Φ20
Σ Φ6/20

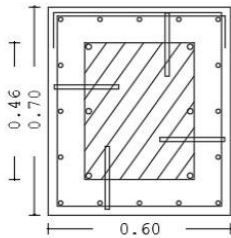


K8 48/48
8Φ20
Σ Φ6/20

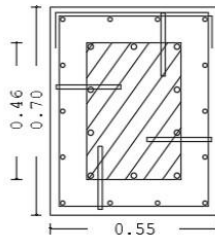


K9 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

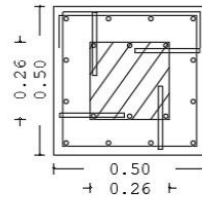
(α) Αποτίμηση



K7 60/70
Νέος Οπλ.16Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ18 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



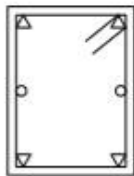
K8 55/70
Νέος Οπλ.14Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ18 + 6Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



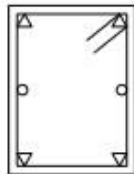
K9 50/50
Νέος Οπλ.12Φ14
Υπάρχων Οπλ.4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

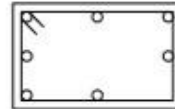
Σχήμα Α.24 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστλώματα Κ7 έως Κ9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K10 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

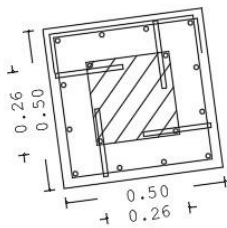


K11 30/40
4Φ16+2Φ14
Σ Φ6/20

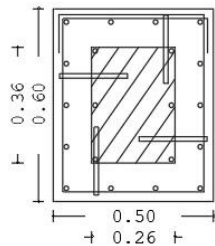


K12 40/25
8Φ14
Σ Φ6/20

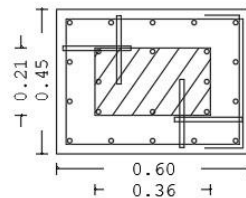
(α) Αποτίμηση



K10 50/50
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



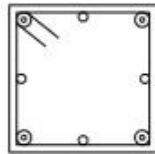
K11 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



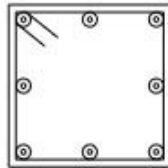
K12 60/45
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

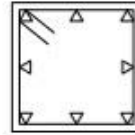
Σχήμα Α.25 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K10 έως K12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K13 40/40
4Φ20+4Φ14
Σ Φ6/20

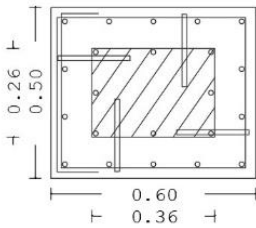


K14 45/45
8Φ20
Σ Φ6/20

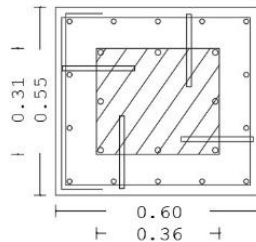


K15 35/35
8Φ16
Σ Φ6/20

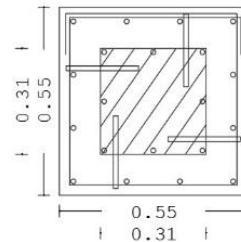
(α) Αποτίμηση



K13 60/50
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



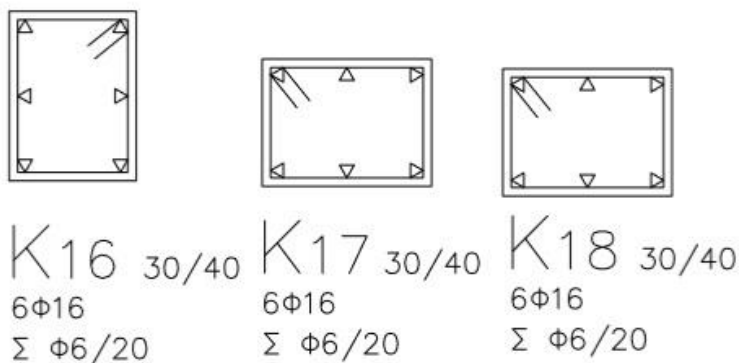
K14 60/55
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



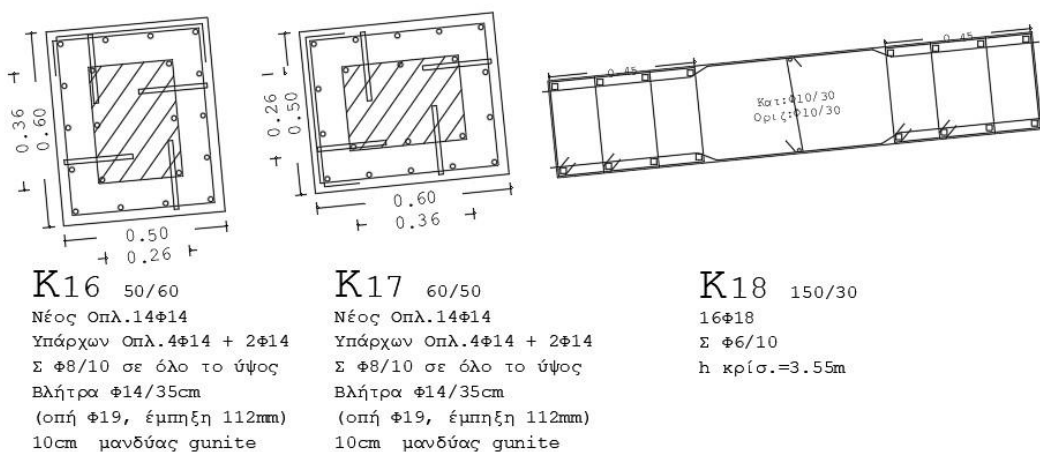
K15 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.26 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K13 έως K15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

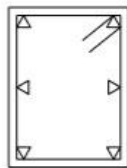


(α) Αποτίμηση

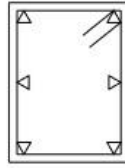


(β) Ενίσχυση

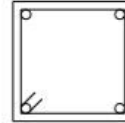
Σχήμα Α.27 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K16 έως K18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K19 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

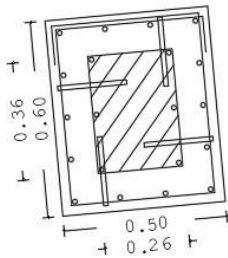


K20 30/40
6Φ16
Σ Φ6/20

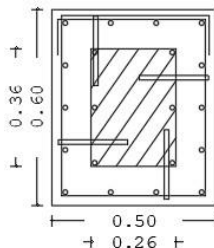


K21 30/30
4Φ14
Σ Φ6/20

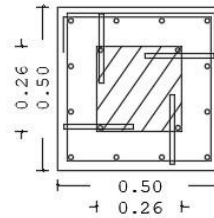
(α) Αποτίμηση



K19 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite



K20 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite

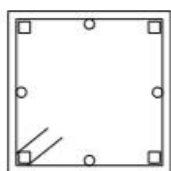


K21 50/50
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μονδύας gunite

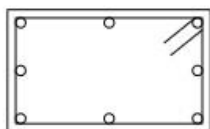
(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.28 Στάθμη 5 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ19 έως Κ22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

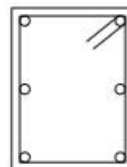
A.6 ΣΤΑΘΜΗ 6 - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ



K1 40/40
4Φ18+4Φ14
Σ Φ6/20

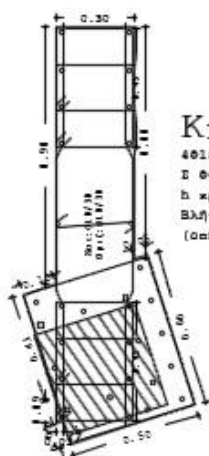


K2 50/30
8Φ14
Σ Φ6/20

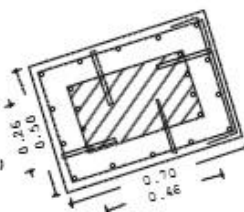


K3 30/40
6Φ14
Σ Φ6/20

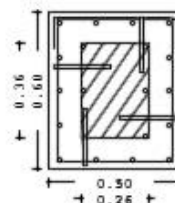
(α) Αποτίμηση



K1 50/150/30
4Φ18+2Φ14
Σ Φ6/10
h κρίσιμ.-3.45m
Βλητ.ρα Φ14/35cm
(ομή Φ13, ζυμνήξη 112mm)



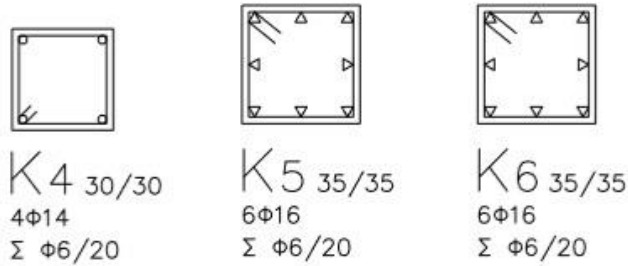
K2 70/50
Ήτος Ομλ.14Φ14
Υπόρχον Ομλ.4Φ14 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε δύο το θψος
Βλητ.ρα Φ14/35cm
(ομή Φ13, ζυμνήξη 112mm)
10cm μανδούας σπυρίτε



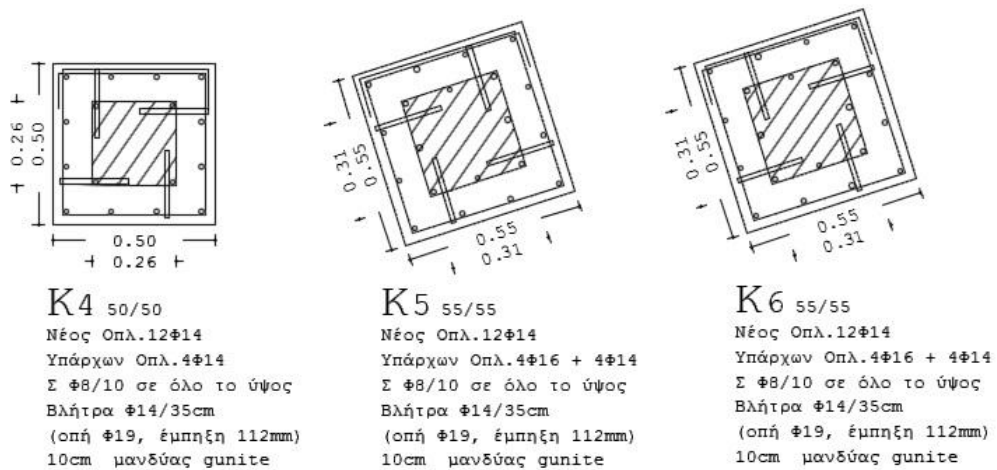
K3 50/60
Ήτος Ομλ.14Φ14
Υπόρχον Ομλ.4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε δύο το θψος
Βλητ.ρα Φ14/35cm
(ομή Φ13, ζυμνήξη 112mm)
10cm μανδούας σπυρίτε

(β) Ενίσχυση

Σχήμα A.29 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K1 έως K3 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

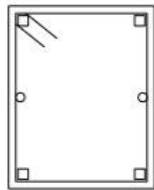


(α) Αποτίμηση

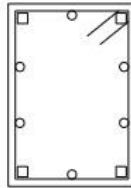


(β) Ενίσχυση

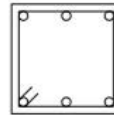
Σχήμα Α.30 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστύλωματα Κ4 έως Κ6 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K7 40/50
4Φ18+2Φ14
Σ Φ6/20

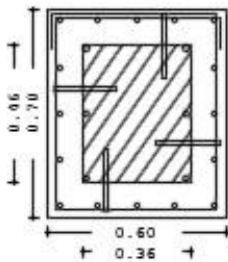


K8 35/50
4Φ18+6Φ14
Σ Φ6/20

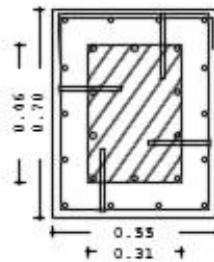


K9 30/30
6Φ14
Σ Φ6/20

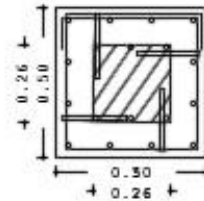
(α) Αποτίμηση



K7 60/70
Ήτος Οαλ.16Φ14
Υπάρχον Οαλ.4Φ18 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οαή Φ19, έμσηξη 112mm)
10cm μανδούας gunite



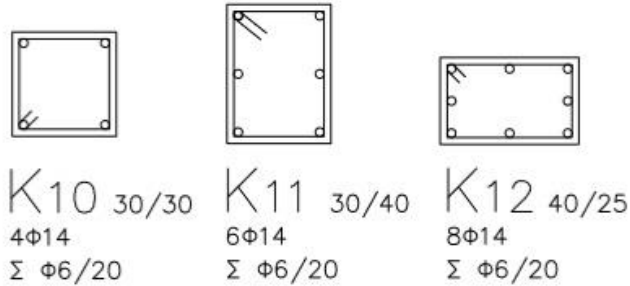
K8 55/70
Ήτος Οαλ.14Φ14
Υπάρχον Οαλ.4Φ18 + 6Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οαή Φ19, έμσηξη 112mm)
10cm μανδούας gunite



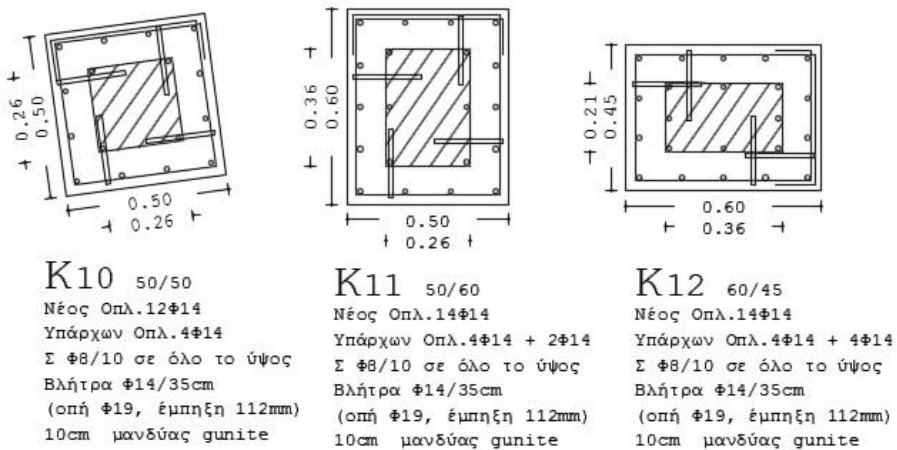
K9 50/50
Ήτος Οαλ.12Φ14
Υπάρχον Οαλ.4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οαή Φ19, έμσηξη 112mm)
10cm μανδούας gunite

(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.31 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστλώματα Κ7 έως Κ9 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

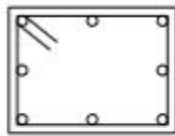


(α) Αποτίμηση

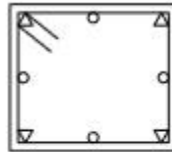


(β) Ενίσχυση

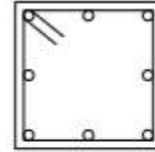
Σχήμα Α.32 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ10 έως Κ12 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K13 40/30
8Φ14
Σ Φ6/20

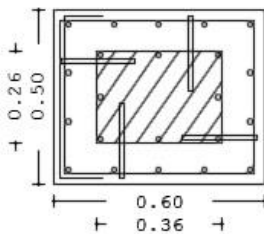


K14 40/35
4Φ16+4Φ14
Σ Φ6/20

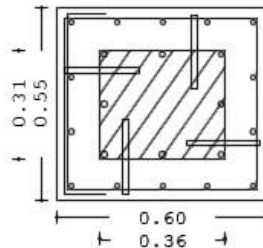


K15 35/35
8Φ14
Σ Φ6/20

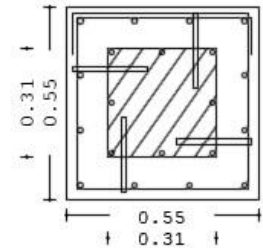
(α) Αποτίμηση



K13 60/50
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



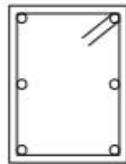
K14 60/55
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ16 + 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



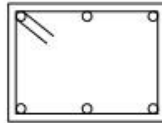
K15 55/55
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

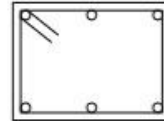
Σχήμα Α.33 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K13 έως K15 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K16 30/40
6Φ14
Σ Φ6/20

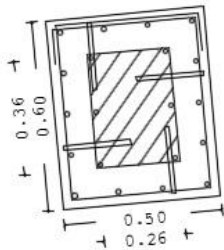


K17 30/40
6Φ14
Σ Φ6/20

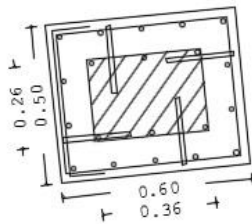


K18 30/40
6Φ14
Σ Φ6/20

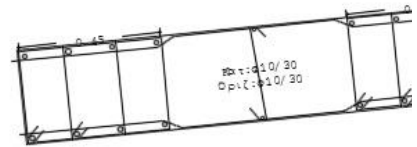
(α) Αποτίμηση



K16 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



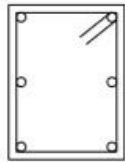
K17 60/50
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



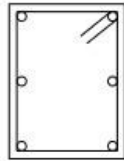
K18 150/30
16Φ14
Σ Φ6/10
h κρίσιμ.=3.45m

(β) Ενίσχυση

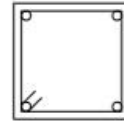
Σχήμα Α.34 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα K16 έως K18 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.



K19 30/40
6Φ14
Σ Φ6/20

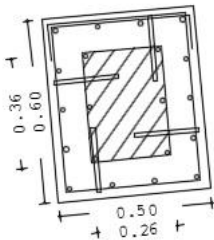


K20 30/40
6Φ14
Σ Φ6/20

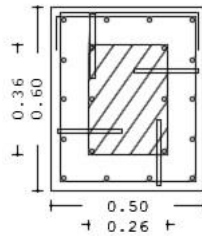


K21 30/30
4Φ14
Σ Φ6/20

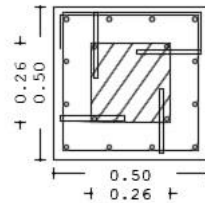
(α) Αποτίμηση



K19 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



K20 50/60
Νέος Οπλ. 14Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14 + 2Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite



K21 50/50
Νέος Οπλ. 12Φ14
Υπάρχων Οπλ. 4Φ14
Σ Φ8/10 σε όλο το ύψος
Βλήτρα Φ14/35cm
(οπή Φ19, έμψηξη 112mm)
10cm μανδύας gunite

(β) Ενίσχυση

Σχήμα Α.35 Στάθμη 6 - Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τα υποστυλώματα Κ19 έως Κ22 (α) πριν (αποτίμηση) και μετά την (β) ενίσχυση.

B.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΔΟΚΩΝ

Στο παράρτημα αυτό παρατίθενται αναλυτικά οι υπολογισμοί για τον έλεγχο των δοκών Δ12 και Δ17 της στάθμης 3 (Z=3.30) έναντι τέμνουσας σύμφωνα με τους EC2 και EC8.

ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ)

$$\text{Δοκός Δ12} \quad P_d = 1.35g_{ολ.} + 1.50q = 1.35 \cdot 19.20 + 1.50 \cdot 15.90 = 49.77 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.00g_{ολ.} + 1.00q = 35.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Δοκός Δ14} \quad P_d = 1.35g_{ολ.} + 1.50q = 1.35 \cdot 13.80 + 1.50 \cdot 5.02 = 26.43 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.00g_{ολ.} + 1.00q = 19.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Δοκός Δ17} \quad P_d = 1.35g_{ολ.} + 1.50q = 1.35 \cdot 13.80 + 1.50 \cdot 5.02 = 26.43 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.00g_{ολ.} + 1.00q = 19.00 \text{ KN/m}^2$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ

$$V_{Rd,c} < V_{Ed}$$

$$\text{Δοκός Δ12} \quad \Delta 25/70$$

$$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 0.65 = 0.585$$

$$a_{cw} = 1.0$$

$$V_1 = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{18}{250} \right] = 0.5568$$

$$f_{cd} = 1.00 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 1.00 \cdot \frac{18}{1.5} = 12$$

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5 \rightarrow 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$\begin{aligned} \theta = 45^\circ \rightarrow V_{Rd,max} &= a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \cdot \left(\cot\theta + \cot\alpha / 1 + \cot^2\theta \right) \\ &= 1.0 \cdot 0.30 \cdot 0.585 \cdot 12 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1/1 + 1 \right) = 488.59 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta = 21.8^\circ \rightarrow V_{Rd,max} &= a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \cdot \left(\cot\theta + \cot\alpha / 1 + \cot^2\theta \right) \\ &= 1.0 \cdot 0.30 \cdot 0.585 \cdot 12 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1/2.5 + 0.40 \right) = 336.96 \text{KN} \end{aligned}$$

$$p_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{18}}{220} = 0.00154$$

$$AS_{w,min}/S = p_{w,min} \cdot b_w = 0.00154 \cdot 25 \cdot 100 = 3.857 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) = 0.75 \cdot 0.65 \cdot (1 + 0) = 0.638$$

$$So, \Phi 8/40 \rightarrow AS_{w,min}/S = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,s,min} &= \left(AS_{w,min}/S \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \\ &= 2.5 \cdot 10^4 \cdot 0.585 \cdot \frac{220 \cdot 10^3}{1.15} \cdot 1.0 = 27.98 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\theta = 21.8^\circ$$

$$V_{Rd,s,min} = \left(\frac{AS_{w,min}}{S} \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$

$$= 2.5 \cdot 10^4 \cdot 0.585 \cdot \frac{220 \cdot 10^3}{1.15} \cdot 2.5 = 69.95 \text{ KN}$$

$$l_{cr} = h = 0.70 \text{ m} \rightarrow S = \min \left(\frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_w; 225; 8 \cdot d_L \right)$$

$$= \min \left(\frac{700}{4}; 24 \cdot 6; 225; 8 \cdot 14 \right) = \min(213; 144; 225; 112)$$

$$= 128 \text{ mm}$$

Δοκός Δ12 **$Vsd_1 = 152.38 \text{ KN}$**

$$V_{Rd,s,min} = \left(\frac{AS_{w,min}}{S} \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \geq V_{Ed} \rightarrow \frac{AS_{w,min}}{S} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}$$

$$\rightarrow \frac{AS_{w,min}}{S} \geq \frac{152.38}{0.585 \cdot \frac{220 \cdot 10^3}{1.15} \cdot 1} = 5.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Αρά τοποθετούνται, Φ10/29 ή Φ6/10

$$V_{Rd,c} < V_{Ed}$$

Δοκός Δ17 Δ25/70

$$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 0.65 = 0.585$$

$$a_{cw} = 1.0$$

$$V_1 = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{18}{250} \right] = 0.5568$$

$$f_{cd} = 1.00 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 1.00 \cdot \frac{18}{1.5} = 12$$

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5 \rightarrow 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$\theta = 45^\circ \rightarrow V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \cdot \left(\cot\theta + \cot\alpha / 1 + \cot^2\theta \right) \\ = 1.0 \cdot 0.30 \cdot 0.585 \cdot 12 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1/1 + 1 \right) = 488.59KN$$

$$\theta = 21.8^\circ \rightarrow V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \cdot \left(\cot\theta + \cot\alpha / 1 + \cot^2\theta \right) \\ = 1.0 \cdot 0.30 \cdot 0.585 \cdot 12 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1/2.5 + 0.40 \right) = 336.96KN$$

$$p_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{18}}{220} = 0.00154$$

$$AS_{w,min}/S = p_{w,min} \cdot b_w = 0.00154 \cdot 25 \cdot 100 = 3.857 \text{ cm}^2/m$$

$$S_{max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) = 0.75 \cdot 0.65 \cdot (1 + 0) = 0.638$$

$$So, \Phi 8/40 \rightarrow AS_{w,min}/S = 2.5 \text{ cm}^2/m$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$V_{Rd,s,min} = \left(AS_{w,min}/S \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \\ = 2.5 \cdot 10^4 \cdot 0.585 \cdot \frac{220 \cdot 10^3}{1.15} \cdot 1.0 = 27.98KN$$

$$\theta = 21.8^\circ$$

$$V_{Rd,s,min} = \left(AS_{w,min}/S \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \\ = 2.5 \cdot 10^4 \cdot 0.585 \cdot \frac{220 \cdot 10^3}{1.15} \cdot 2.5 = 69.95KN$$

$$l_{cr} = h = 0.70m \rightarrow S = \min \left(h_w/4; 24 \cdot d_w; 225; 8 \cdot d_L \right) \\ = \min \left(700/4; 24 \cdot 6; 225; 8 \cdot 12 \right) = \min(213; 144; 225; 96) \\ = 128mm$$

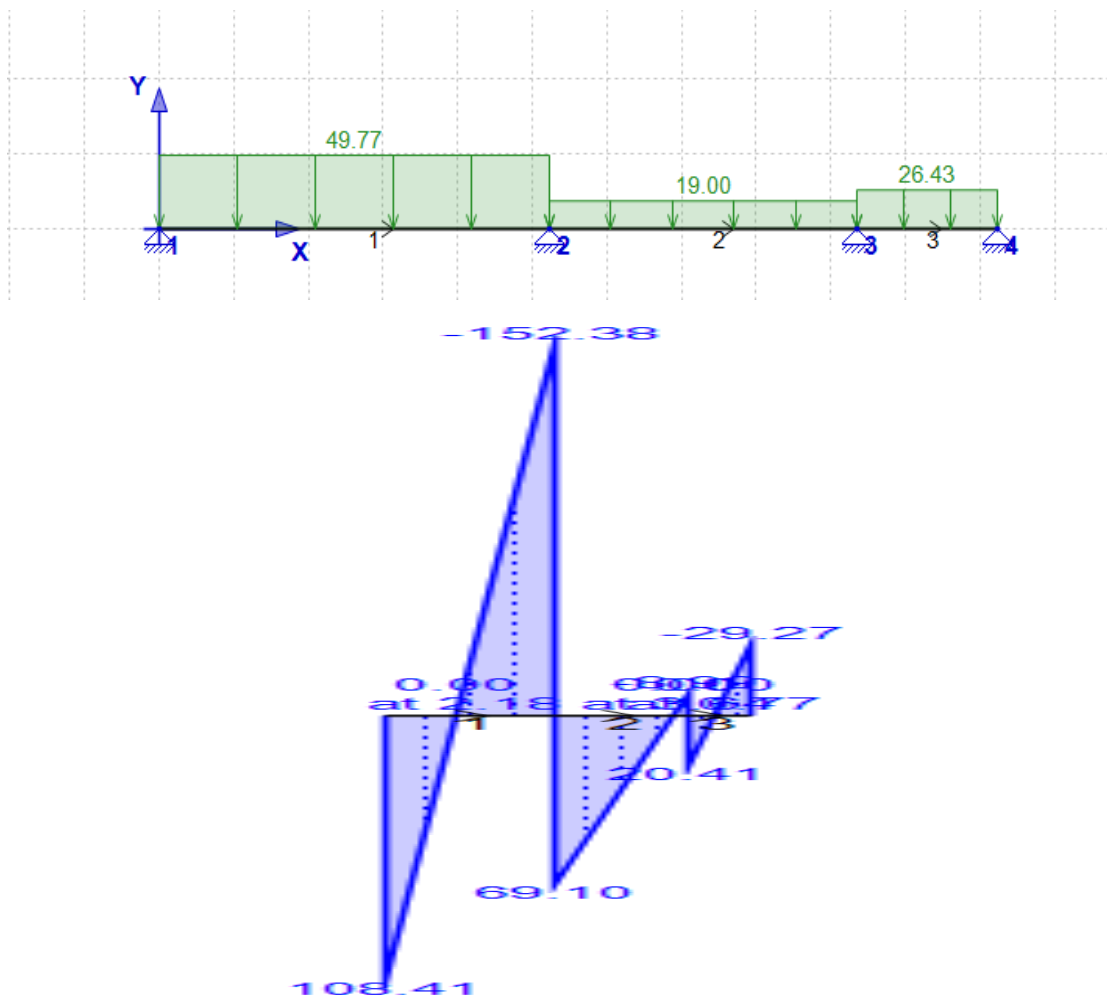
Δοκός Δ14

$$Vsd_1 = 73.71 KN$$

$$V_{Rd,s,min} = \left(\frac{AS_{w,min}}{S} \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \geq V_{Ed} \rightarrow \frac{AS_{w,min}}{S} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}$$

$$\rightarrow \frac{AS_{w,min}}{S} \geq \frac{152.38}{0.585 \cdot \frac{220 \cdot 10^3}{1.15} \cdot 1} = 5.45 \text{ cm}^2/m$$

Αρά τοποθετούνται, Φ10/40 ή Φ6/20



Σχήμα Β.1 Συνδυασμός φορτίσεων – Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων.

Η αντισεισμική ενίσχυση αποτελεί ένα από τα πιο σημαντικά κομμάτια της μηχανικής σε χώρες που βρίσκονται σε σειсмоγενείς περιοχές. Τα υφιστάμενα κτίρια που υπάρχουν στην Ελλάδα, κατά ένα αρκετά μεγάλο ποσοστό δεν μπορούν να θεωρηθούν ασφαλή ως προς την αντισεισμική τους ικανότητα. Με την ανάπτυξη της τεχνολογίας έχουν βρεθεί διάφορες μέθοδοι αξιολόγησης της καταλληλότητας των κτιρίων αλλά και μέθοδοι ενίσχυσης και με αυτό τον τρόπο έχει επιλυθεί ένα μεγάλο μέρος του προβλήματος της αντισεισμικότητας των κατασκευών. Με την ενίσχυση των κατασκευών επιτυγχάνεται η αύξηση του ωφέλιμου κύκλου ζωής τους προσδίδοντας οικονομικά οφέλη.

Το κτίριο που μελετήθηκε κατασκευάστηκε σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Πρόκειται για τριώροφο κτίσμα από οπλισμένο σκυροδέμα με μικτό φέροντα οργανισμό. Η πορεία που ακολουθήθηκε για την ενίσχυση της κατασκευής αναπτύχθηκε σε τρία επιμέρους στάδια. Αρχικά γίνεται ανάλυση της υπάρχουσας κατασκευής σε κατάλληλο προσομοίωμα, για την αναγνώριση του στατικού συστήματος, και αποτύπωση των υπάρχοντων οπλισμών των φερόντων στοιχείων. Στη συνέχεια πραγματοποιούνται οι επεμβάσεις, με συνέπεια την μεταβολή της εντακτικής κατάστασης των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και εν μέρει του στατικού συστήματος του κτιρίου. Εντοπίζονται οι στατικές απαιτήσεις της προκύπτουσας κατασκευής και τα σημεία που χρήζουν ενίσχυσης. Τέλος ενισχύεται η κατασκευή όπου απαιτείται, με χρήση παραδοσιακών και νέων μεθόδων και γίνονται οι έλεγχοι με τα κριτήρια που επιβάλλουν ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και ο ΕΚΩΣ.

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε κατάλληλα χωρικά προσομοιώματα του κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα "STATICS". Συνολικά, τα αποτελέσματα οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η ενίσχυση κρίνεται αναγκαία. Οι επεμβάσεις ενίσχυσης πραγματοποιούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται η όψη του κτιρίου και οι εσωτερικοί χώροι του σε μεγάλο βαθμό και παράλληλα, όσον αφορά το κατασκευαστικό κομμάτι, όπως ορίζουν οι διατάξεις των κανονισμών.

