

# Ενίσχυση Νοτίου πετάλου Δημοτικού γηπέδου Σερρών Strengthening of football stadium in Serres

Δημήτριος ΚΑΚΑΛΕΤΣΗΣ<sup>1</sup>, Αντώνης ΚΑΝΕΛΛΟΠΟΥΛΟΣ<sup>2</sup>

*Λέξεις κλειδιά: Τρωτότητα κατασκευής, διερευνητικές μέθοδοι, ανελαστικός στατικός έλεγχος, επεμβάσεις ενίσχυσης, σύμμεικτες κατασκευές*

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ :** Πραγματοποιείται εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του δομικού συστήματος του νοτίου πετάλου του Δημοτικού Γηπέδου Σερρών και προτείνονται επεμβάσεις ενίσχυσης της συμπεριφοράς του μέσω της μετατροπής του σε σύμμεικτη κατασκευή. Ο ποιοτικός έλεγχος των δοκιμών έδωσε μη αποδεκτή κατηγορία αντοχής σκυροδέματος με ποιότητα κάτω της C8/10 και μεγάλο βάθος ενανθράκωσης. Οι αναλύσεις υπό το ίδιο βάρος, στατικά φορτία, σεισμικά φορτία έδειξαν συμπεριφορά δομήματος άκρως ανεπαρκή. Στις κολώνες προστίθεται εν επαφή στην εξωτερική τους πλευρά διατομή HEA 400, που συνδέεται με κοχλιωτές ντίζες και η συνέχεια αποκαθίσταται μέσω πλήρωσης με Emaco στην κοιλότητα. Οι κερκιδοφόροι δοκοί ενισχύονται με δοκούς διατομής UPE 300 (2 δοκούς) επικολλητές εκατέρωθεν με ρητινόπαστα, που συσφίγγονται με ντίζες Φ16/30. Η αντοχή του φορέα σε οριζόντια φόρτιση (σεισμική) εξασφαλίζεται μέσω χιαστί πλευρικών συνδέσμων μεταξύ των υποστυλωμάτων διατομής ROR 121/12.5. Η διαστασιολόγηση μετά την ενίσχυση απέδειξε την επάρκεια της λύσης. Η ενίσχυση κατασκευάστηκε.

**ABSTRACT :** The loading capacity assessment of the R/C structural system of the football stadium - south section in Serres is carried out and a strengthening intervention of its performance is proposed using steel profile encasements. The quality control, verified by sampling and testing, has shown not acceptable concrete strength, lower than C8/10, and too large concrete carbonation depth. The structural analysis of the existing structure under self-weight, static and seismic loads has shown an extremely inadequate structural performance. So, a steel profile HEA 400 is added on the external side of the columns, connected by screwed steel bars and the gap between the profile and the column is grouted with non-shrink mortar. Two, surface-bonded through epoxy resin and prestressed bolts, steel profiles UPE 300, on both sides, are added strengthening the beam. The seismic resistance has improved by the addition of a X shaped truss system made of steel profiles ROR 121/12,5 in the R/C frame. The strategy effectiveness has been proved satisfactory by an after intervention analysis.

<sup>1</sup>Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΤΕ και Μηχανικών Τοπογραφίας & Γεωπληροφορικής ΤΕ, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας, email: [dkak@teiser.gr](mailto:dkak@teiser.gr)

<sup>2</sup>Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ, Dr. Sc. Tech. ETH Zuerich, Cubus Hellas Ltd, email: [cubushellas@gmail.com](mailto:cubushellas@gmail.com)

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Προκειμένου να τεθούν προτεραιότητες και να αποφασισθούν επεμβάσεις, όσον αφορά τη βελτίωση της συμπεριφοράς διαφόρων δομημάτων που παρουσιάζουν διάφορες τρωτότητες, θα πρέπει να ποσοτικοποιηθεί η ποικίλη διακινδύνευση και να αξιολογηθεί με βάση διεθνώς αποδεκτά κριτήρια. Σε αντίθεση με την ύπαρξη πλούσιας βιβλιογραφίας κανονισμών και προδιαγραφών που αναφέρονται στην ανάλυση και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών, τα βοηθήματα για θέματα προσεισμικών και μετασεισμικών επεμβάσεων για άρση της τρωτότητας είναι περιορισμένα, ATC 40 (1996), FEMA 273 (1997), ΕΑΚ 2003 (2003), ΚΑΝΕΠΕ (2009). Επίσης, η ωριμότητα της επιστημονικής γνώσης και το πολύπλοκο των θεμάτων που σχετίζονται με τις επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές, καθιστούν ιδιαίτερα δυσχερή την ανάπτυξη ενός κανονιστικού πλαισίου για την αριότερη αντιμετώπιση του προβλήματος.

Οι ραγδαίες εξελίξεις, όμως, στον τομέα αυτόν διεθνώς, έθεσαν σε νέες βάσεις τα κριτήρια της σύγχρονης μεθοδολογίας του αντισεισμικού σχεδιασμού και ενίσχυσης για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σήμερα μιλάμε πρωτίστως για επιδίωξη πλάστιμης συμπεριφοράς και αποφυγή ψαθυρής αστοχίας, πράγμα που συνεπάγεται τη μη γραμμική απόκριση του κτιρίου υπο στατική και δυναμική καταπόνηση. Αρα πρέπει να εξετάζεται η πραγματική συμπεριφορά του φορέα σε προχωρημένο στάδιο καταπόνησης, Bachman (1998), Park & Paulay (1975), Κακαλέτσης (2008), Κανελλόπουλος (2007), Μυστακίδης κ.α. (2002).

Για την επιλογή της κατάλληλης στρατηγικής και του συστήματος των επεμβάσεων με σκοπό τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης υφιστάμενων κατασκευών, σύγχρονοι διεθνείς κανονισμοί προτείνουν:

- Χρήση μεθόδων και οργάνων διάγνωσης της συνολικής κατάστασης μιάς υφιστάμενης κατασκευής, των επιμέρους δομικών στοιχείων της, καθώς και των υλικών του φέροντος οργανισμού της.
- Εφαρμογή ανελαστικής στατικής ανάλυσης η οποία βοηθεί στη κατανόηση της συμπεριφοράς των κατασκευών, όταν υπόκεινται σε ισχυρές σεισμικές δράσεις, Cubus Hellas (1998), Κανελλόπουλος (1999).

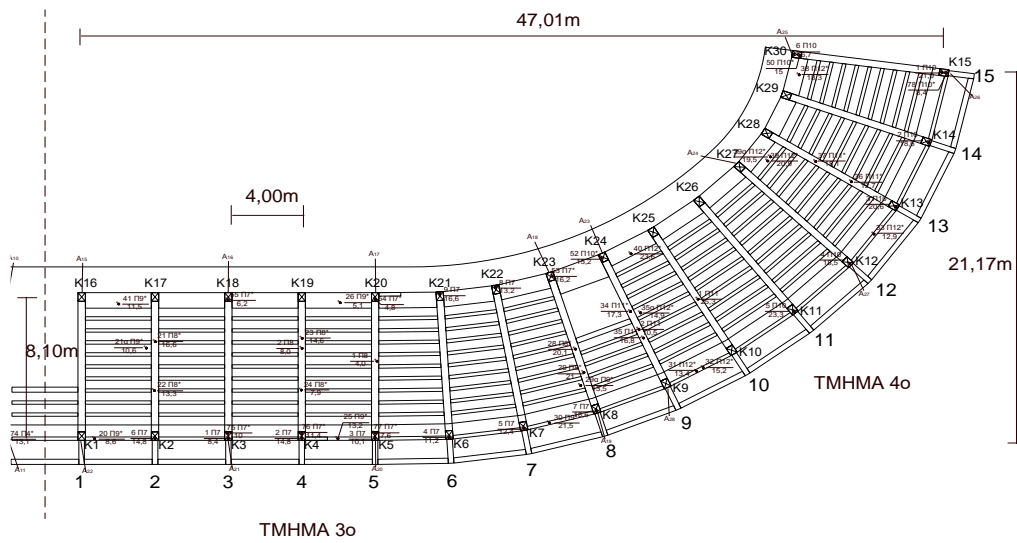
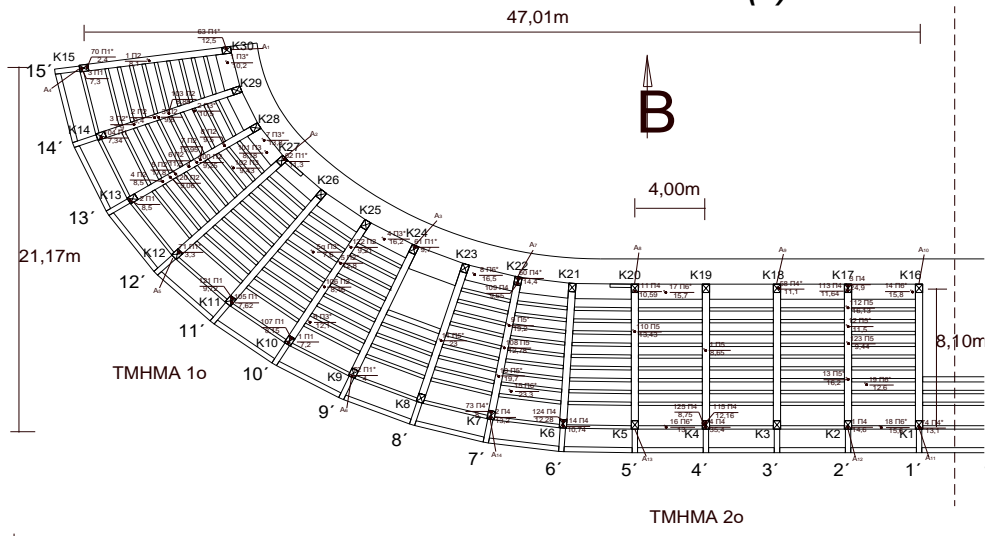
Η παρούσα εργασία έχει ως γενικό αντικείμενο την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του δομικού συστήματος του νοτίου πετάλου του Δημοτικού Γηπέδου Σερρών όπως και τη μελέτη αποκαταστάσεως εφόσον απαιτείται. Θα καθορισθεί επίσης μια στρατηγική επιλογών σε ότι αφορά τον τρόπο επέμβασης στο υφιστάμενο δόμημα που θα προσδιορίζει γενικά τον επιδιωκόμενο στόχο και τα απαραίτητα βήματα για να επιτευχθεί αυτός ο στόχος ώστε να μην προκύψουν υπερβολικές επεμβάσεις ή ανεπιτυχείς λύσεις ή τεχνικά και οικονομικά αδιέξοδα.

## Η ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Το δόμημα του νοτίου πετάλου του Δημοτικού Γηπέδου Σερρών βρίσκεται στη



(α)



Σχήμα 1. Διάταξη των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και θέσεις μέτρησης αντοχών

πόλη των Σερρών, ανηγέρθη κατά το έτος 1976 και αποτελείται από 4 Τμήματα τα οποία χωρίζονται μεταξύ τους από τις θύρες εισόδου στο γήπεδο (**Σχήμα 1**): Το 1<sup>ο</sup> Τμήμα στα Δυτικά, το 2<sup>ο</sup> Τμήμα αριστερά της κεντρικής θύρας, το 3<sup>ο</sup> Τμήμα δεξιά της κεντρικής θύρας και το 4<sup>ο</sup> Τμήμα στα Ανατολικά. Βρέθηκαν τεύχη υπολογισμών, καθώς και ξυλότυποι των διαφόρων Τμημάτων του έργου με σχέδια λεπτομερειών όπλισης. Με τη βοήθεια των στοιχείων αυτών δημιουργήθηκαν στον Η/Υ τα σχέδια αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού. Από τα σχέδια αυτά και απο επιτόπου αυτοψίες διαπιστώθηκαν τα ακόλουθα. Τα σχέδια της μελέτης γενικά τηρήθηκαν. Οι κερκίδες διαμορφώνονται με πτυχώσεις από διαδοκίδες και αμφιέριστες, στις διαδοκίδες, μικρές πλάκες. Οι διαδοκίδες των κερκίδων στηρίζονται απο τραπεζοειδή δίστυλα πλαίσια σε παράλληλη ή ακτινωτή διάταξη με μέγιστη απόσταση 4m, με υποστύλωματα διατομής 40/50 και κύριες δοκούς διατομής 40/90. Οι διαδοκίδες των κερκίδων πάνω από τις θύρες στηρίζονται στις ακραίες κύριες δοκούς των εκατέρωθεν τμημάτων σε εντορμίες βάθους 13cm, χωρίς αγκύρωση, και όχι σε δίδυμες κύριες δοκούς με κάποιον αρμό ενδιάμεσα. Αυτού του είδους η στήριξη δημιουργεί αυξημένη τρωτότητα σε σεισμικές μετακινήσεις. Τα αντισεισμικά τοιχώματα 20/120, που κατά τη μελέτη παραλαμβάνουν τον σεισμό κατά την εγκάρσια διεύθυνση των πλαισίων, ένα στην εσωτερική και ένα στη εξωτερική περίμετρο των κερκίδων ευρέθησαν ως εξής:

στο 1<sup>ο</sup> Τμήμα μόνο στην εσωτερική περίμετρο, δίπλα στο υποστήλωμα K27.  
στο 2<sup>ο</sup> Τμήμα μόνο στην εσωτερική περίμετρο, δίπλα στο υποστήλωμα K20.  
στο 3<sup>ο</sup> Τμήμα ένα στην εσωτερική περίμετρο, δίπλα στο υποστήλωμα K20, και ένα στη εξωτερική περίμετρο, δίπλα στο υποστήλωμα K4.  
στο 4<sup>ο</sup> Τμήμα δεν ευρέθησαν καθόλου τοιχώματα.  
Ο κάτω πρόβολος της κερκίδας έχει επανακατασκευασθεί πρόσφατα με μήκος 1,70m, αντι 1,50m της μελέτης, και έχει ενισχυθεί με υποστηρίγματα μορφής T με διατομή απο κοιλοδοκό 100x100.

Από στατικής απόψεως, είναι προφανές ότι το κτίριο κατασκευάστηκε χωρίς να πληρείται η βασική φιλοσοφία των νέων αντισεισμικών κανονισμών που απαιτεί διάταξη ισχυρών στύλων και ασθενέστερων δοκών. Ένα άλλο χαρακτηριστικό του δομήματος είναι η ανεπαρκής εκτίμηση των σεισμικών δράσεων κατα τη μελέτη του κτιρίου λόγω εφαρμογής του παλιού αντισεισμικού κανονισμού ('59). Βέβαια, κάτι τέτοιο είναι αναμενόμενο για κτίρια της περιόδου του τέλους της δεκαετίας του '70. Από την Αρχιτεκτονική αποτύπωση του δομήματος προκύπτει ότι δεν υπάρχουν δυσμενείς επιρροές των τοιχοποιιών πλήρωσης στο σκελετό, ούτε από τη θέση τους στη κάτοψη αλλά ούτε κι από τη θέση των ανοιγμάτων τους στις όψεις.

### **Η ΑΚΡΙΒΗΣ ΓΝΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

Για το σκυρόδεμα προβλεπόταν από την αρχική μελέτη ποιότητα B160. Για τη μελέτη της αποτίμησης της υπάρχουσας αντοχής του σκυροδέματος έγινε



(α)



(β)



(γ)

**Σχήμα 2.** (α) Εκτέλεση πυρηνοληψίας. (β) Καπέλωμα και εύρεση θλιπτικής αντοχής πυρήνων. (γ) Απομείξεις σκυροδέματος και σκυροφωλιές σε Πλ.1'/εσ. Υπ. Κ16

διαχωρισμός του σκυροδέματος της κατασκευής σε "παρτίδες" Πj, για κάθε τμήμα Ti, ως εξής: Τμήμα 1°, παρτίδα Π1: εσωτερικά και εξωτερικά υποστηλώματα πλαισίων, παρτίδα Π2: δοκοί πλαισίων, παρτίδα Π3: διαδοκίδες και πλάκες κερκίδων, κοκ, συνολικά 12 παρτίδες. Σε κάθε παρτίδα πραγματοποιήθηκαν εκτεταμένες λήψεις δοκιμίων πυρήνων, (**Σχήμα 2**), περί τις 100 συνολικά. Ο ποιοτικός έλεγχος δοκιμίων που λήφθηκαν από το σκυρόδεμα του κτιρίου έδωσε αποτελέσματα που πλησιάζουν την ποιότητα C8/10 μόνο για τις παρακάτω παρτίδες του σκυροδέματος (**Πίνακας 1**):

Τμήμα 2°, Παρτίδα Π6: Διαδοκίδες και πλάκες κερκίδων.

Τμήμα 4°, Παρτίδα Π10: Εσωτερικά και εξωτερικά υποστηλώματα πλαισίων.

Τμήμα 4°, Παρτίδα Π12: Διαδοκίδες και πλάκες κερκίδων.

Οι τυπικές αντοχές των λοιπών παρτίδων σκυροδέματος των λοιπών Τμημάτων κατατάσσουν την ποιότητα του σκυροδέματός τους κάτω της κατηγορίας C8/10. Οι αντοχές αυτές καθώς και η μεγάλη διασπορά τους επαληθεύτηκαν και σε άλλα σημεία ελέγχου με συνδυασμό χρήσης και έμμεσων μεθόδων υπερήχων και κρουσιμέτρου (**Σχήμα 3**). Κατά τη λήψη των πυρήνων διαπιστώθηκαν απομείξεις σκυροδέματος και σκυροφωλιές σε αρκετά σημεία (**Σχήμα 2**). Οι παραπάνω ποιότητες χρησιμοποιήθηκαν για την μοντελοποίηση των διατομών του φέροντα οργανισμού.

Για τους οπλισμούς των πλακών, για τον διαμήκη οπλισμό και τους συνδετήρες των δοκών και των υποστυλωμάτων προβλεπόταν η χρήση χάλυβα ST-I. Προκειμένου να διαπιστωθούν οι οπλισμοί που τοποθετήθηκαν στα διάφορα δομικά στοιχεία έγινε μαγνητοσκοπική αποτύπωση σε επιλεγμένες θέσεις. Τέλος για να διαπιστωθούν και να επαληθευτούν οι διάμετροι των οπλισμών που χρησιμοποιήθηκαν έγιναν διερευνητικές τομές σε 28 θέσεις των υποστυλωμάτων και σε κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων. Από τον έλεγχο που διενεργήθηκε διαπιστώθηκε ότι οι παραπάνω προδιαγραφές τηρήθηκαν. Από επι τόπου έλεγχο παρατηρήθηκαν οπτικά υγρασίες, τυμπανισμός και αποκολλήσεις του σκυροδέματος στο 1° Τμήμα. Από επι τόπου δοκιμή φαινολοφθαλείνης στους πυρήνες που ελήφθησαν, διαπιστώθηκε βάθος ενανθράκωσης σκυροδέματος, στα μεν υποστηλώματα πολύ μεγαλύτερο της επικάλυψης του οπλισμού, στα δε λοιπά στοιχεία στο μισό περίπου της επικάλυψης του οπλισμού (**Πίνακας 2**). Αποτέλεσμα αυτού, αλλά και αποτέλεσμα οπτικού ελέγχου επίσης, ήταν να καταγραφούν αξιοσημείωτες διαβρώσεις οπλισμών ιδίως των υποστηλωμάτων.

## **ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΤΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΗΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

### **Υπό φορτία βαρύτητας**

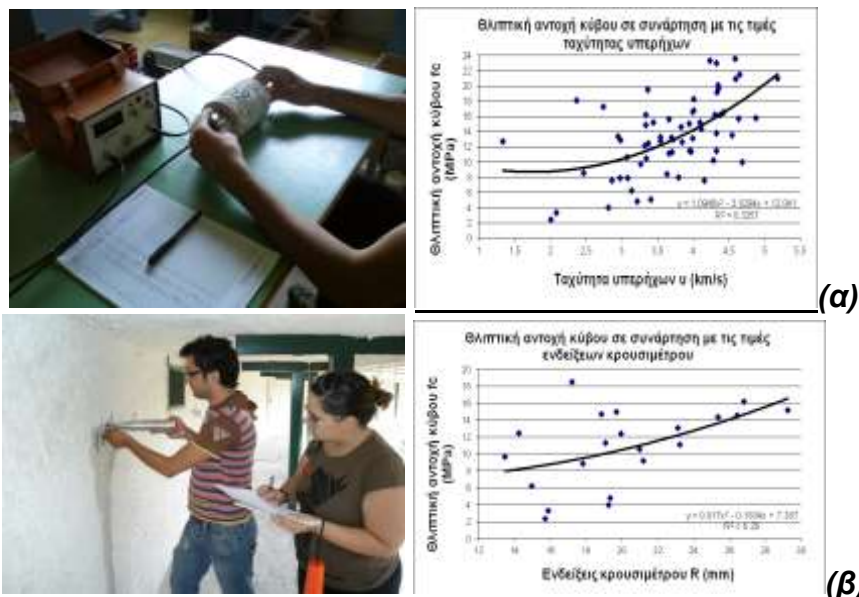
Οι ποιότητες των υλικών θεωρήθηκαν σύμφωνα με τις μετρήσεις και τις εργαστηριακές δοκιμές που εκτελέστηκαν από το ΤΕΙ Σερρών. Προς απλοποίηση και ομοιομορφοποίηση θεωρήθηκαν για τις κερκιδοφόρους και τα

**Πίνακας 1.** Σύνοψη αποτελεσμάτων αποτίμησης κατηγορίας αντοχής σκυροδέματος

Παρτίδα	Μέσος όρος αντοχών κύβου $\chi_6$ (MPa)	Τυπική απόκλιση s	Τυπική αντοχή παρτίδας $f_{\pi}$ (MPa)*	Κατηγορία Σκυροδέματος Παρτίδας, C**
Τμήμα 1ο				
Π1	8	2,5	4	-
Π2	10,22	1,6	7,66	-
Π3	11,73	3,01	6,91	-
Τμήμα 2°				
Π4	15,22	4,9	7,37	-
Π5	16,38	5,41	7,72	-
Π6	14,87	1,64	12,25	C8/10
Τμήμα 3°				
Π7	12,23	2,96	7,49	-
Π8	13,42	4,82	5,71	-
Π9	10,42	3,16	5,36	-
Τμήμα 4°				
Π10	18,15	2,21	14,61	C8/10
Π11	16,78	5,11	8,61	-
Π12	17,03	2,96	12,29	C8/10

\* $f_{\pi}$  είναι μεταξύ των  $f_{ck}$  κυβου δύο διαδοχικών κατηγοριών σκυροδέματος

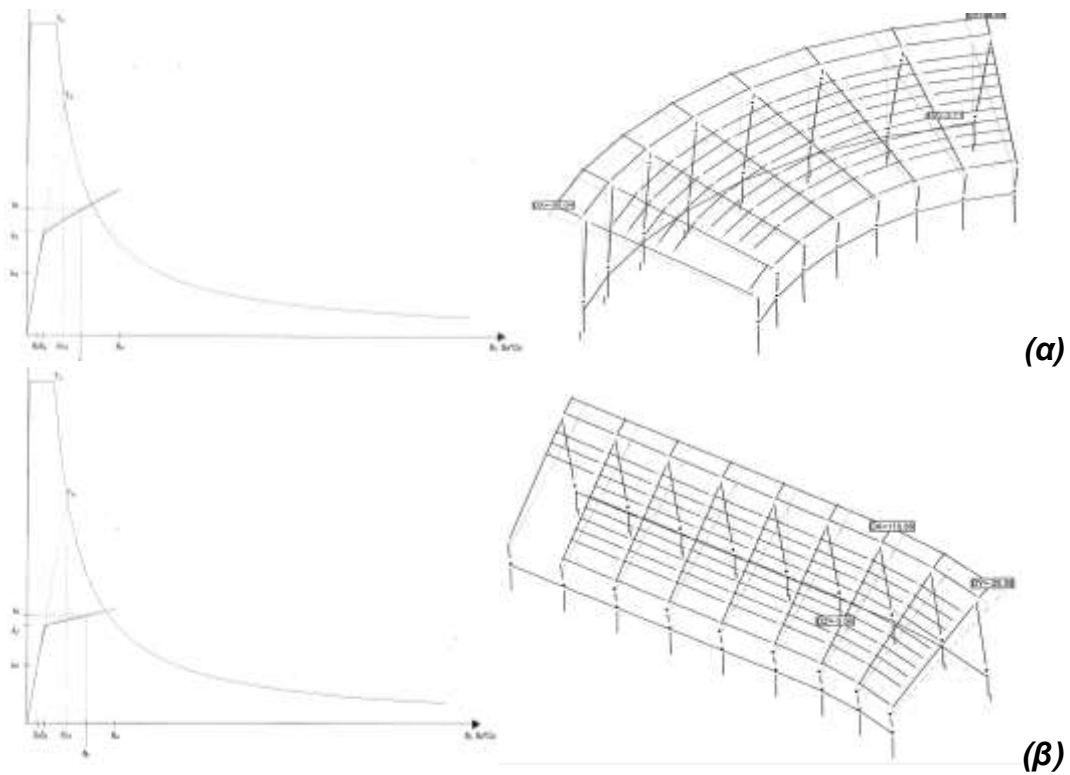
\*\*Ως κατηγορία σκυροδέματος ορίζεται αυτή με την μικρότερη  $f_{ck}$  κυβου



**Σχήμα 3.** (α) Υπερηχομετρήσεις των πυρήνων και (β) Κρουσιμετρήσεις στις θέσεις λήψης πυρήνων

**Πίνακας 2.** Σύνοψη αποτελεσμάτων μέτρησης βάθους ενανθράκωσης πυρήνων

Παρτίδα	Μέσος όρος $d_c$ (cm)
Τμήμα 1ο	
Π1	7,5
Π2	1,3
Π3	2,3
Τμήμα 2ο	
Π4	6,3
Π5	0
Π6	1
Τμήμα 3ο	
Π7	6,8
Π8	0
Π9	3,2
Τμήμα 4ο	
Π10	7
Π11	1,8
Π12	1,1



**Σχήμα 4.** Ανάλυση της συμπεριφοράς του υφιστάμενου φορέα με τη μέθοδο Push-Over.



κατακόρυφα στοιχεία σκυρόδεμα αντοχής C6/7. Η κατηγορία αυτή δεν υπάρχει στον κανονισμό αλλά δημιουργήθηκε για λόγους μελέτης. Η κατηγορία χάλυβα θεωρήθηκε ως St.I. Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) θεωρήθηκε «Ικανοποιητική» και οι τιμές  $\gamma_m$  των υλικών λαμβάνονται όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες κανονισμούς Υπό το ίδιο βάρος με συντελεστή φορτίου 1,35 έγινε έλεγχος των κερκίδων, των κερκιδοφόρων και των στύλων. Διαπιστώθηκε επάρκεια σε κάμψη με αξονική δύναμη και διάτμηση. Βεβαίως η χαμηλή αντοχή του σκυροδέματος είναι εκτός των επιτρεπομένων ορίων και υπόκειται σε έντονη διασπορά (βλ. Εργαστηριακούς Ελέγχους ΤΕΙ Σερρών). Άρα, το νότιο πέταλο του Δημοτικού Γηπέδου Σερρών μπορεί να θεωρηθεί ως επαρκές υπό το ίδιο βάρος μόνο προσωρινά μέχρι να εφαρμοστεί η ενίσχυση, λόγω της μη αποδεκτής κατηγορίας αντοχής σκυροδέματος.

### **Υπό στατικά φορτία.**

Υπό την βασική φόρτιση εφαρμόστηκαν, κινητά φορτία  $5 \text{ kN/m}^2$  στις αριθμημένες θέσεις,  $7,5 \text{ kN/m}^2$  στους διαδρόμους και τους εξώστες, με δυναμικό συντελεστή 1,2 σύμφωνα με τον DIN 1055, μέρος 3°, πίνακας 1. Υπό τη βασική φόρτιση εμφανίζονται οι εξής ανεπάρκειες: Στο Τμήμα 1°, 4°, στις μέν κερκιδοφόρους δοκούς ανεπάρκειες αντοχής σε κάμψη με αξονική δύναμη της τάξεως του 1,18, και ανεπάρκειες σε συνδετήρες διάτμησης, με παραδοχή γωνίας  $45^\circ$ , της τάξεως του 2,53 στους δε στύλους ανεπάρκειες αντοχής σε κάμψη με αξονική δύναμη της τάξεως του 1,7, και ανεπάρκειες σε συνδετήρες διάτμησης, με παραδοχή γωνίας  $45^\circ$ , της τάξεως του 4. Στο Τμήμα 2°, 3°, στις μέν κερκιδοφόρους δοκούς ανεπάρκειες αντοχής σε κάμψη με αξονική δύναμη της τάξεως του 1,21, και ανεπάρκειες σε συνδετήρες διάτμησης, με παραδοχή γωνίας  $45^\circ$ , της τάξεως του 2,92 στους δε στύλους ανεπάρκειες αντοχής σε κάμψη με αξονική δύναμη της τάξεως του 2,05, ανεπάρκειες σε συνδετήρες διάτμησης, με παραδοχή γωνίας  $45^\circ$ , της τάξεως του 3,18. Άρα το νότιο πέταλο του Δημοτικού Γηπέδου Σερρών χρήζει άμεσης ενίσχυσης, διότι δεν δύναται να φέρει ασφαλώς τα φορτία λειτουργίας, εφόσον εμφανίζει ανεπάρκεια σε κάμψη και διάτμηση.

### **Υπό σεισμικά φορτία**

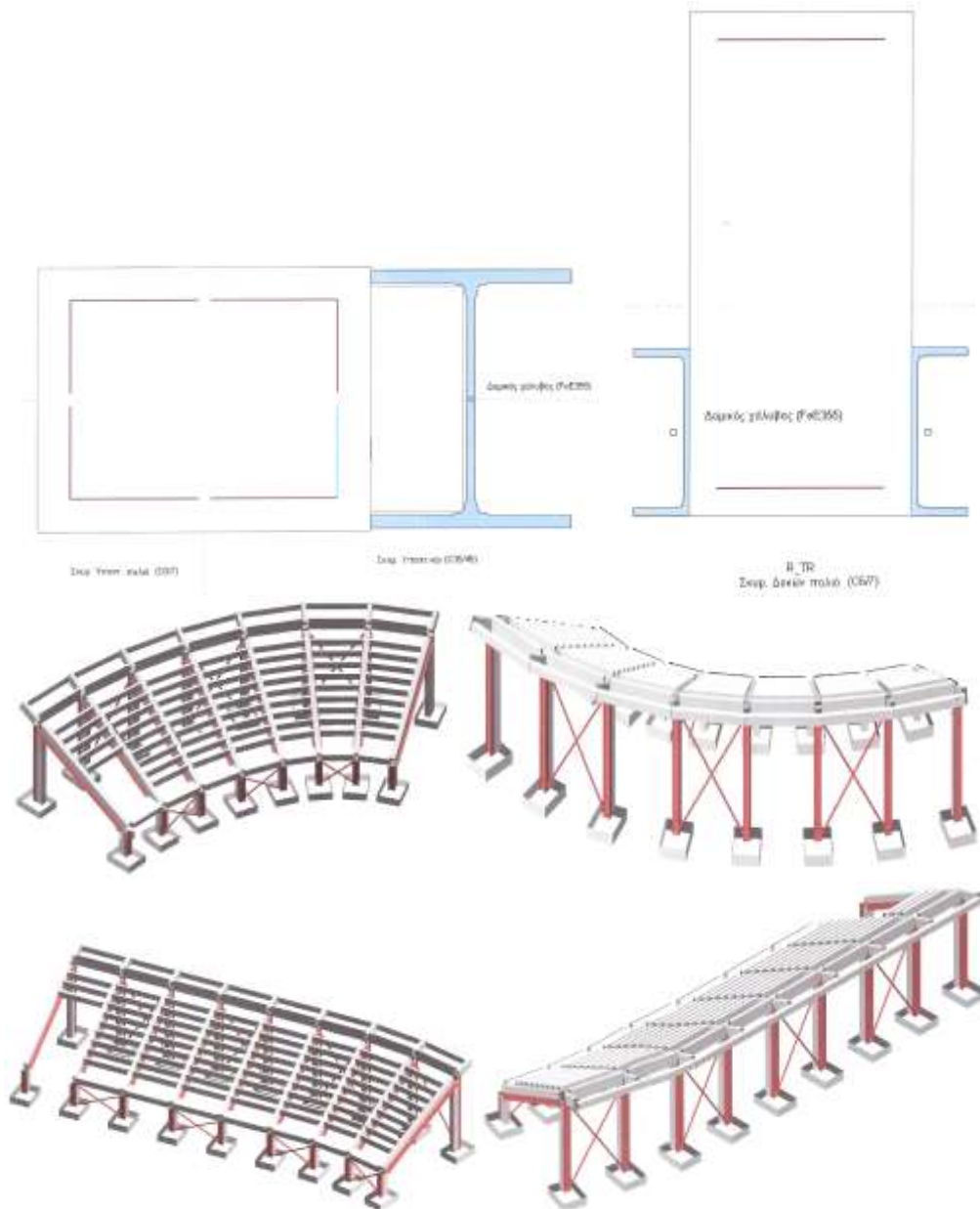
Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς εφαρμόστηκε η μέθοδος Push Over με τα εξής σεισμολογικά στοιχεία, σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2003: Εδαφική επιτάχυνση  $\alpha=0,16g$ , ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, συντελεστής σπουδαιότητας δομήματος  $\gamma=1,00$ , κατηγορία εδάφους B, συντελεστής θεμελίωσης  $\theta=1,00$ , απόσβεση  $\zeta=5\%$ . Στο Τμήμα 1°, 4° το κτίριο, κατά τη φόρτιση PO1 στη διαμήκη διεύθυνση όπου παρουσιάστηκε και η κρίσιμη συμπεριφορά, εμφάνισε στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta t = 8,7 \text{ cm}$ , για το σεισμό σχεδιασμού εις την περιοχή των Σερρών και ελέγχθηκαν οι ανελαστικές παραμορφώσεις μελών απο σκυρόδεμα (πλαστικές στροφές), καθώς και η επάρκεια σε διάτμηση. Εμφανίστηκαν συνολικά 24 πλαστικές αρθρώσεις, με πλαστική στροφή της τάξεως του 10%ο στους υψηλούς στύλους και της τάξεως του 8.5%ο στους κοντούς στύλους. Διαπιστώθηκε ότι στις πλαστικές στροφές η ανεπάρκεια είναι της τάξεως του 4,14 και σε διάτμηση, η ανεπάρκεια σε

συνδετήρες με παραδοχή γωνίας  $45^\circ$  είναι της τάξεως του 3,7, (**Σχήμα 4α**). Στο Τμήμα  $2^\circ$ ,  $3^\circ$  το κτίριο, κατά τη φόρτιση PO1 στη διαμήκη διεύθυνση όπου παρουσιάστηκε και η κρίσιμη συμπεριφορά, εμφάνισε στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta t = 10\text{cm}$ , για το σεισμό σχεδιασμού εις την περιοχή των Σερρών και ελέγχθηκαν οι ανελαστικές παραμορφώσεις μελών απο σκυρόδεμα (πλαστικές στροφές), καθώς και η επάρκεια σε διάτμηση. Εμφανίστηκαν συνολικά 25 πλαστικές αρθρώσεις, με πλαστική στροφή της τάξεως του 10,5%ο στους ψηλούς στύλους και της τάξεως του 10,9%ο στους κοντούς στύλους. Διαπιστώθηκε ότι στις πλαστικές στροφές η ανεπάρκεια είναι της τάξεως του 4,26 και σε διάτμηση, η ανεπάρκεια σε συνδετήρες με παραδοχή γωνίας  $45^\circ$  είναι της τάξεως του 6,43, (**Σχήμα 4β**). Οι συγκρίσεις συμπεριφοράς πραγματοποιήθηκαν σε επίπεδο ασφάλειας ζών (Life safety). Τα αποτελέσματα δείχνουν σαφώς ότι δεν καλύπτεται το επίπεδο ασφάλειας ζών για ένα σεισμό σχεδιασμού. Θα συμβεί αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στις κεφαλές και τους πόδες των στύλων στις πλαστικές αρθρώσεις, καθώς επίσης και αστοχία των συνδετήρων (διαρροή, απαγκύρωση), με πιθανότητα μερικής ή ολικής κατάρρευσης. Άρα το νότιο πέταλο του Δημοτικού Γηπέδου Σερρών χρήζει άμεσης ενίσχυσης, διότι δεν δύναται να φέρει ασφαλώς τα σεισμικά φορτία, καθόσον η συμπεριφορά του σε επίπεδο ασφάλειας ζών είναι άκρως ανεπαρκής, σύμφωνα και με ανάλυση Push over.

## **ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΕΚ ΝΕΟΥ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ**

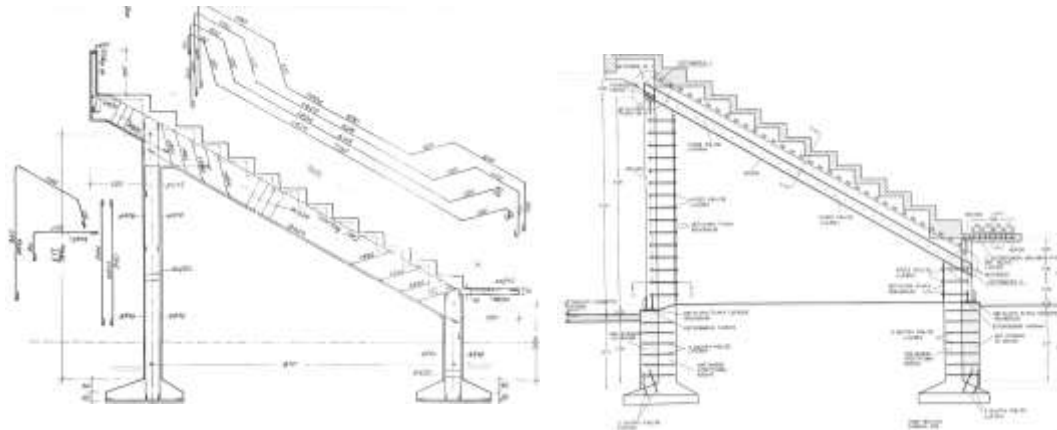
### **Επιλογή λύσης ενίσχυσης**

Το πρόβλημα της χαμηλής αντοχής του σκυροδέματος, καθώς και οι εκτεταμένες φθορές που συνδέονται με αυτό, οδηγούν στην επιλογή μιας λύσης «Συνολικής ενίσχυσης» του φορέα, τόσο σε κατακόρυφα φορτία, όσο και σε σεισμική δράση. Η διαπίστωση αυτή αφορά τους κύριους φορείς, δηλαδή τις κεκλιμένες δοκούς των κερκιδοφόρων και τους στύλους των κυρίων πλαισίων μέσα και έξω. Οι κερκίδες δεν έχουν ανάγκη ενίσχυσης, διότι είναι προστατευμένες από μία στρώση 1 cm τσιμεντοειδούς υλικού στην άνω τους επιφάνεια, δεν εμφανίζουν φθορές και ούτως ή άλλως η αντοχή τους είναι επαρκής (πτυχωματικός φορέας με υψηλή υπερστατικότητα). Οι κύριοι φορείς ενισχύονται μέσω της μετατροπής τους σε σύμμεικτη κατασκευή, (**Σχήμα 5**). Στις κολώνες προστίθεται εν επαφή στην εξωτερική τους πλευρά διατομή HEA 400, που συνδέεται με κοχλιωτές ντίζες και η συνέχεια αποκαθίσταται μέσω πλήρωσης με Emaco στην κοιλότητα. Θεμελιώνονται πάνω στα υπάρχοντα πέδιλα, τα οποία αποκαλύφθηκαν και διαπιστώθηκε ότι διαθέτουν τον απαραίτητο χώρο (**Σχήμα 6α**). Οι κερκιδοφόροι ενισχύονται με δοκούς διατομής UPE 300 (2 δοκούς) επικολλητές εκατέρωθεν με ρητινόπαστα, που συσφίγγονται με ντίζες  $\Phi 16/30$ . Οι δοκοί συνδέονται με τους μεταλλικούς στύλους και επομένως ενισχύεται και ο κόμβος (**Σχήμα 6α**). Η αντοχή του φορέα σε οριζόντια φόρτιση (σεισμική) εξασφαλίζεται μέσω χιαστί πλευρικών συνδέσμων μεταξύ των υποστυλωμάτων στην εσωτερική και εξωτερική περίμετρο των κερκίδων (άνοιγμα παρά άνοιγμα) διατομής ROR 121/12.5 (**Σχήμα 6β**). Τα υπάρχοντα τοιχώματα αγνοήθηκαν επειδή δεν

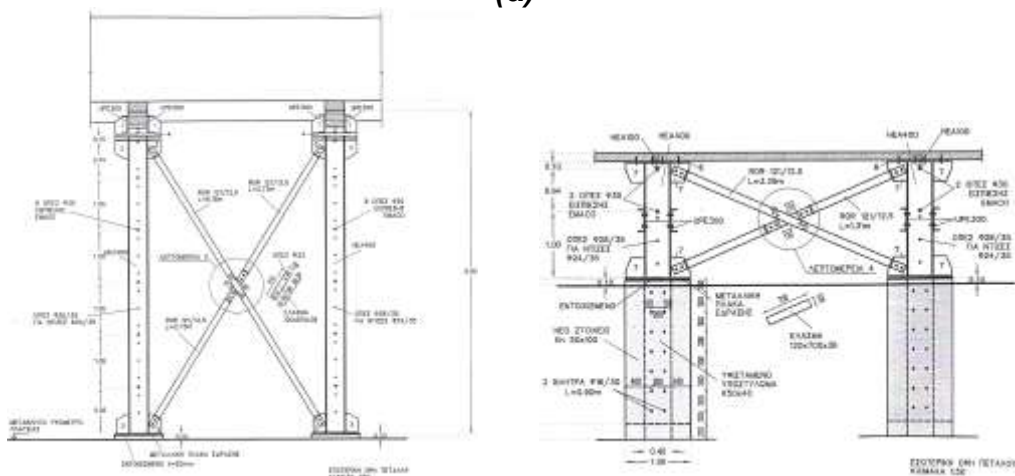


**Σχήμα 5.** Μοντελοποίηση των διατομών της πρότασης για την αποκατάσταση της ικανότητας του δομικού συστήματος

ευρέθηκαν όλα. Στην κάθετη διεύθυνση φέρει το πλαίσιο κυρίως μέσω του κοντού του υποστυλώματος. Οι αρμοί διαστολής διατηρούνται ως έχουν και ενισχύεται η στήριξη των ενδιάμεσων πλακιδίων (αμφιέριστα) με τη προσθήκη γωνιακών ελασμάτων.



(α)



(β)

**Σχήμα 6.** Η πρόταση της ενίσχυσης: (α) Τομή πετάλου, (β) Εξωτερική και εσωτερική όψη πετάλου

### Ανάλυση και διαστασιολόγηση

Για τη διαστασιολόγηση των νέων στοιχείων εφαρμόστηκε ο ΕΑΚ 2003 και επομένως οι σεισμικές παράμετροι ελήφθησαν ως εξής: Εδαφική επιτάχυνση  $\alpha=0,16g$ , ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, συντελεστής σπουδαιότητας δομήματος  $\gamma=1,00$  (υπέρ της ασφαλείας λόγω  $T < 0,2 \text{ sec}$ ), κατηγορία εδάφους B, συντελεστής θεμελίωσης  $\theta=1,00$ , συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου  $q=1,50$ , απόσβεση  $\zeta=5\%$ . Το γήπεδο προσομοιώθηκε και αναλύθηκε με χρήση των προγραμμάτων HOCH-5, STATIK-5, FAGUS-5, της εταιρείας CUBUS. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί θεωρήθηκαν ως συμμεικτα στοιχεία και περιλάμβαναν την υφιστάμενη διατομή από σκυρόδεμα και τη μεταλλική διατομή ενίσχυσης. Τα παραπάνω προγράμματα έχουν τη δυνατότητα να αναγνωρίζουν, να αναλύουν και να επιλύουν τέτοιου είδους διατομές. Η



**Σχήμα 7.** Εφαρμογή των επεμβάσεων

διατμητική συνεργασία των σύμμεικτων διατομών αποκαθίσταται πλήρως μέσω των ντιζών και της σύσφιξης. Ελήφθη υπ' όψιν η χαμηλή αντοχή του σκυροδέματος των υφιστάμενων υποστυλωμάτων και δοκών, σύμφωνα με τις μετρήσεις που έγιναν από το Τ.Ε.Ι. Σερρών. Οι ποιότητες των υλικών, οι παραδοχές φορτίσεων, καθώς και οι κανονισμοί αναγράφονται στις παραδοχές μελέτης και στα σχέδια ενισχύσεων. Η διαστασιολόγηση έγινε με ελαστική ανάλυση, με τη δυναμική μέθοδο (ιδιομορφικής απόκρισης). Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίστηκε και η αντοχή των υφιστάμενων μελών, δεδομένου ότι συμμετέχουν στο σύμμεικτο φορέα. Οι πλευρικοί σύνδεσμοι, υπεύθυνοι για ανάληψη κάθε οριζόντιου φορτίου, διαστασιολογήθηκαν σε λυγισμό. Ο νέος φορέας δεν απαιτείται ούτε δύναται να αναλυθεί με τη μέθοδο Push-Over. Δεν απαιτείται διότι έχει διαστασιολογηθεί ελαστικά και επομένως πληρεί τις απαιτήσεις αντοχής και παραμόρφωσης σε επίπεδο σεισμού σχεδιασμού. Δεν δύναται διότι, όπως προαναφέρθηκε, οι οριζόντιες δυνάμεις αναλαμβάνονται κυρίως από το σύστημα των χιαστί συνδέσμων. Κρίσιμος για αυτούς είναι ο λυγισμός, ο οποίος δεν λαμβάνεται υπ' όψη κατά την ελαστοπλαστική ανάλυση Push-Over και επομένως θα προέκυπτε ένα ψευδές πολύ υψηλό φορτίο πλευρικής αντίστασης. Η νέα ιδιοπερίοδος των τμημάτων 1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> είναι 0,19sec και 0,24sec αντίστοιχα, έναντι 0,89sec και 0,97sec αντίστοιχα, της υφιστάμενης κατασκευής. Από τα αποτελέσματα που παρατίθενται στην μελέτη φαίνεται ότι η επιλογή των συγκεκριμένων προφίλ έγινε σε πολλές περιπτώσεις και για κατασκευαστικούς λόγους (γεωμετρική σύμπτωση διαστάσεων) και επομένως διατίθενται και περιθώρια αντοχής. Στην ουσία δεν έγινε διαστασιολόγηση, αλλά έλεγχος του ενισχυμένου φορέα και διαπιστώθηκε η επάρκεια του. Η θεμελίωση ελέγχθηκε και βρέθηκε ότι δεν κινδυνεύει σε εκκεντρότητα (μεμονωμένα πέδιλα), δεδομένου ότι το σύστημα πλευρικών συνδέσμων ακυρώνει τις ροπές και τις προκύπτουσες εκκεντρότητες.

Η Εφαρμογή της ενίσχυσης φαίνεται στο **Σχήμα 7**.

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Ευχαριστίες εκφράζονται προς το Δημοτικό Συμβούλιο του Δήμου Σερρών το οποίο με την 246/2009 Α.Δ.Σ. χρηματοδότησε το έργο «Εργαστηριακοί έλεγχοι και εργασίες που απαιτούνται για τη στατική επάρκεια του Νοτίου Πετάλου Δημοτικού Γηπέδου Σερρών»

## **ΑΝΑΦΟΡΕΣ**

ATC 40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol 1, California (1996)

Bachmann H. «Αντισεισμική προστασία των κατασκευών», Μ. Γκιούρδας, (1998).

Cubus Hellas Ltd «STATIK-3/ST Πρόγραμμα Στατικής και Δυναμικής Ανάλυσης Κτιρίων Γεφυρών και άλλων Χωρικών Φορέων», «FAGUS 3 Πρόγραμμα Ελέγχου και Διαστασιολόγησης Διατομών από Οπλισμένο και Προεντεταμένο Σκυρόδεμα», Αθήνα (1998).

FEMA 273 NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C. (1997)

Park R. and Paulay T. «Reinforced Concrete Structures» John Willey and Sons, New York (1975).

ΕΑΚ 2003 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΟΑΣΠ (2003).

Κακαλέτσης Δ., «Διερεύνηση της συμπεριφοράς ορθογωνικών τοιχοπληρωμένων πλαισίων Ω/Σ με ανοίγματα υπο μεγάλου εύρους οριζόντιες κυκλικές μετατοπίσεις», Διδακτορική Διατριβή, Ξάνθη (2008).

Κανελλόπουλος Α., «Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Push Over - Πλαστιμότητα και θραύση - Εφαρμογές», Cubus Hellas Ltd, Αθήνα (2007).

Κανελλόπουλος Α., Manual «STATIK-3H Στατικός και Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων, Μέθοδος Μετακινήσεων Push Over», Αθήνα (1999).

Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ), Τελικό Σχέδιο Κειμένου, ΟΑΣΠ (2009).

Μυστακίδης Ευριπίδης κ.α., «Μέθοδοι εκτίμησης της αντοχής σε σεισμική δράση υφισταμένων κατασκευών από Ο/Σ – Βελτίωση σεισμικής συμπεριφοράς μέσω τεχνικών επεμβάσεων», Απόσπασμα από την τελική έκθεση Ερευν. έργου, Παν. Θεσσαλίας, Πολυτ. Σχολή, Τμ. Πολιτ. Μηχανικών, Βόλος, (2002).