

## **ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΑΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ**

**Ευριπίδης Μυστακίδης, Απόστολος Κουκουσέλης, Ολυμπία Παναγούλη**  
Εργαστήριο Ανάλυσης και Σχεδιασμού Κατασκευών,  
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος, Ελλάδα  
e-mail: [emistaki@uth.gr](mailto:emistaki@uth.gr)

**Νικόλαος Νάσκος**  
Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π., PhD Εδαφομηχανικός Κατασκευών Ε.Σ.Παρις,  
Διευθύνων Σύμβουλος ΓΕΩΓΝΩΣΗ Α.Ε, ΤΘ 60480, 57001 Θεσσαλονίκη  
e-mail: [naskos@geognosi.gr](mailto:naskos@geognosi.gr)

**Περικλής Βασταρούχας, Ελπίδα Ευαγγελοπούλου**  
ΑΚΤΩΡ Α.Τ.Ε., Ερμού 25, 14564 Νέα Κηφισιά, Αθήνα  
e-mail: [pvastarouchas@aktor.gr](mailto:pvastarouchas@aktor.gr)

### **1 ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Στο άρθρο παρουσιάζεται η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για τη μελέτη ανακατασκευής του φέροντος οργανισμού υφιστάμενου κτιρίου με μεταλλική κατασκευή. Το υφιστάμενο κτίριο αποτελούταν από πέντε ορόφους και ήταν κατασκευασμένο από φέρουσα λιθοδομή. Σύμφωνα με την αρχιτεκτονική λύση, διατηρήθηκαν οι περιμετρικές λιθοδομές και η αντικαταστάθηκε το σύνολο του εσωτερικού του υφιστάμενου κτίσματος με μεταλλική κατασκευή. Προκρίθηκε, μετά από αξιολόγηση των πλεονεκτημάτων και μειονεκτημάτων, η λύση της πλήρους σύνδεσης της μεταλλικής κατασκευής με τη λιθοδομή. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών του κτιρίου αναπτύχθηκε κατάλληλο προσομοίωμα που περιλάμβανε τα μεταλλικά στοιχεία, τις ενισχυμένες με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα λιθοδομές και το σύνολο της θεμελίωσης (πλάκα γενικής κοιτόστρωσης και μικροπύσσалоι). Κατά την φάση της ανέγερσης, τμήμα της μεταλλικής κατασκευής αξιοποιήθηκε για την αντιστήριξη των περιμετρικών λιθοδομών, πριν αποκτήσουν την πλήρη συνεργασία με την ολοκληρωμένη νέα κατασκευή. Παρουσιάζεται η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για τον έλεγχο των προσωρινών καταστάσεων, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EN1998-2:2005), καθώς και οι σχετικοί έλεγχοι.

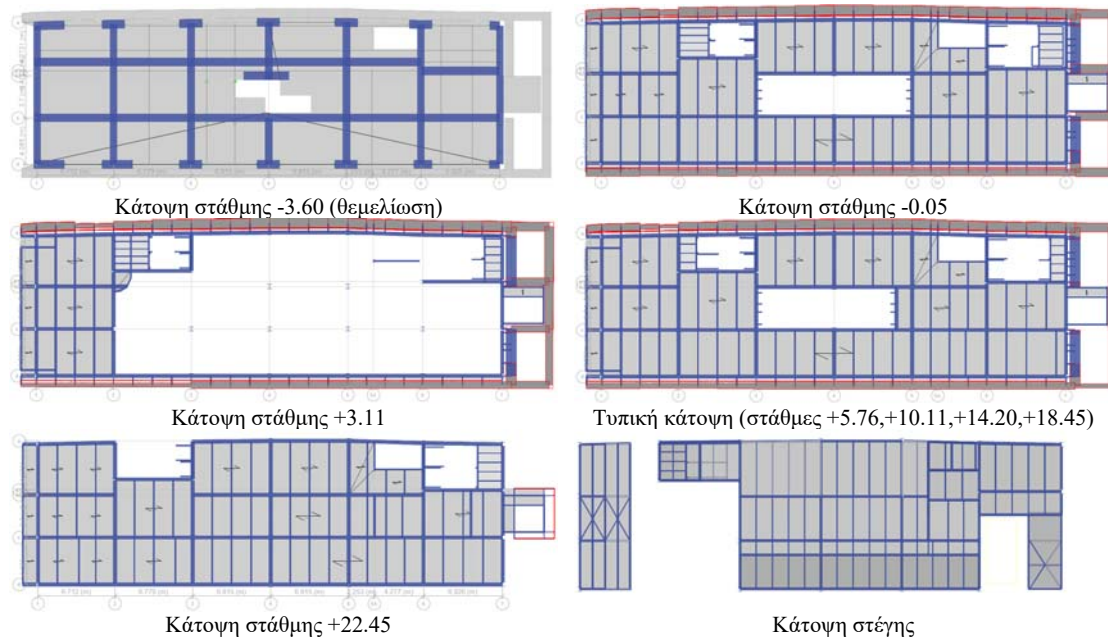
### **2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Το υφιστάμενο κτίριο, επί της οδού Σταδίου 26 στην Αθήνα, στέγαζε για πολλά χρόνια το κατάστημα «ΑΚΡΟΝ-ΙΛΙΟΝ-ΚΡΥΣΤΑΛ». Ο φέρων οργανισμός του ήταν κατασκευασμένος από λιθοδομή, ενώ τα πατώματα αποτελούνται από μεταλλικές δοκούς πάνω στις οποίες εδράζονταν ξύλινες δοκίδες που έφεραν τα τελικά δάπεδα. Τμήμα της κάτοψης του κτιρίου, όπου διατάσσονταν αίθριο στην πρώτη φάση λειτουργίας του,

αποτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το στατικό σύστημα (σχεδόν τυπικό για όλους τους ορόφους) φαίνεται στο Σχήμα 1. Η αρχιτεκτονική λύση για το νέο κτίριο προέβλεπε καθαίρεση του συνόλου των εσωτερικών στοιχείων και την κατασκευή ενός νέου φέροντος οργανισμού από χάλυβα. Για πολεοδομικούς λόγους ήταν απαραίτητη η διατήρηση των περιμετρικών λιθοδομών και για το λόγο αυτό εντάχθηκαν πλήρως στις αρχιτεκτονικές και στατικές λύσεις που προκρίθηκαν. Το νέο κτίριο διατάσσεται σε 9 στάθμες (περιλαμβανομένης της στάθμης θεμελίωσης. Η τελευταία αποτελείται από πλάκα γενικής κοιτόστρωσης και μικροπασσάλους σε κατάλληλα επιλεγμένες θέσεις της περιμέτρου. Σκαριφήματα των κατόψεων του κτιρίου φαίνονται στο Σχήμα 2. Τα μεταλλικά στοιχεία διατάσσονται σε 4 κύριους διαμήκεις άξονες (Α,Β,Σ,Δ) και 7 κύριους εγκάρσιους άξονες (1 έως 7). Οι πλάκες του κτιρίου είναι σύμμικτες, με χαλυβδόφυλλο SYMDECK73. Τα πατώματα φέρουν διαδοκίδες που λειτουργούν σύμμικτα και κύριες δοκούς στις διευθύνσεις Χ και Υ.



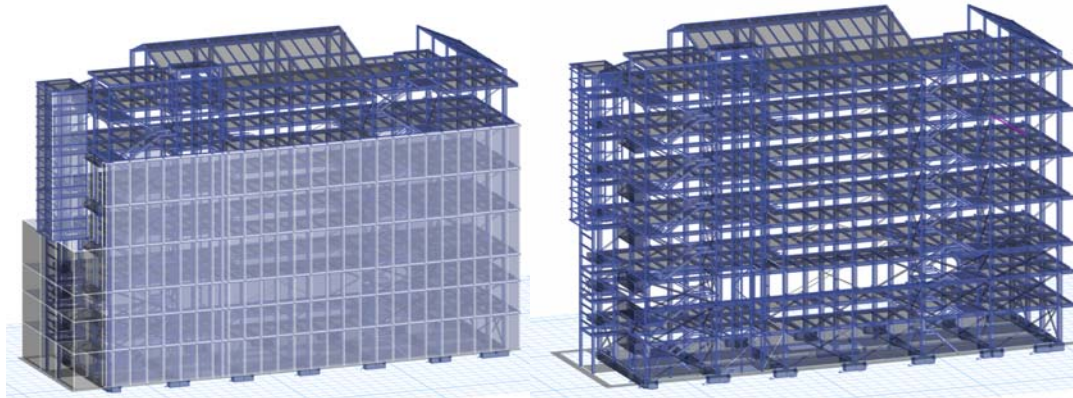
Σχήμα 1 Κάτοψη του τυπικού ορόφου του υφιστάμενου κτιρίου.



Σχήμα 2. Κατόψεις του κτιρίου

Το κτίριο φέρει στη διαμήκη διεύθυνση (Χ) ισχυρούς κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους στους άξονες Α και Δ. Στη εγκάρσια διεύθυνση (Υ) το κτίριο λειτουργεί πλαισιακά με ισχυρούς κόμβους δοκών-στύλων, ενώ η δυσκαμψία του ενισχύεται με κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους διατεταγμένους στους άξονες 2,3 και 6. Αναπτύχθηκε έντονος προβληματισμός για το κατά πόσο ήταν σκόπιμη η σύνδεση του μεταλλικού φέροντα οργανισμού του νέου κτιρίου με τις περιμετρικές λιθοδομές ή όχι. Η λύση τις πλήρους

αποσύζευξης των δύο στατικών συστημάτων απορρίφθηκε εξ αρχής, λόγω της ανάγκης για εκτός επιπέδου αντιστήριξη των λιθοδομών. Στη συνέχεια εξετάστηκαν η λύση της μερικής σύνδεσης, κατά την οποία οι λιθοδομές έχουν τη δυνατότητα σχετικής κίνησης παράλληλα στη διεπιφάνεια μεταλλικής κατασκευής-λιθοδομής ενώ ταυτόχρονα η μεταλλική κατασκευή λειτουργεί ως εκτός επιπέδου αντιστήριξη για τις λιθοδομές και η λύση της πλήρους σύνδεσης. Προκρίθηκε, μετά από αξιολόγηση των πλεονεκτημάτων και μειονεκτημάτων, η λύση της πλήρους σύνδεσης και έτσι, οι πλάκες του κτιρίου συνδέθηκαν μονολιθικά με τις λιθοδομές, που ενισχύθηκαν σε όλη τους την επιφάνεια με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 5cm. Επιπροσθέτως, η οριζόντια ζώνη σύνδεσης της λιθοδομής με την πλάκα ενισχύθηκε με πλέγμα ριζοπασάλων, ώστε να αυξηθεί η διατμητική της αντοχή.



Σχήμα 3. Το τρισδιάστατο προσομοίωμα με και χωρίς τις περιμετρικές λιθοδομές.

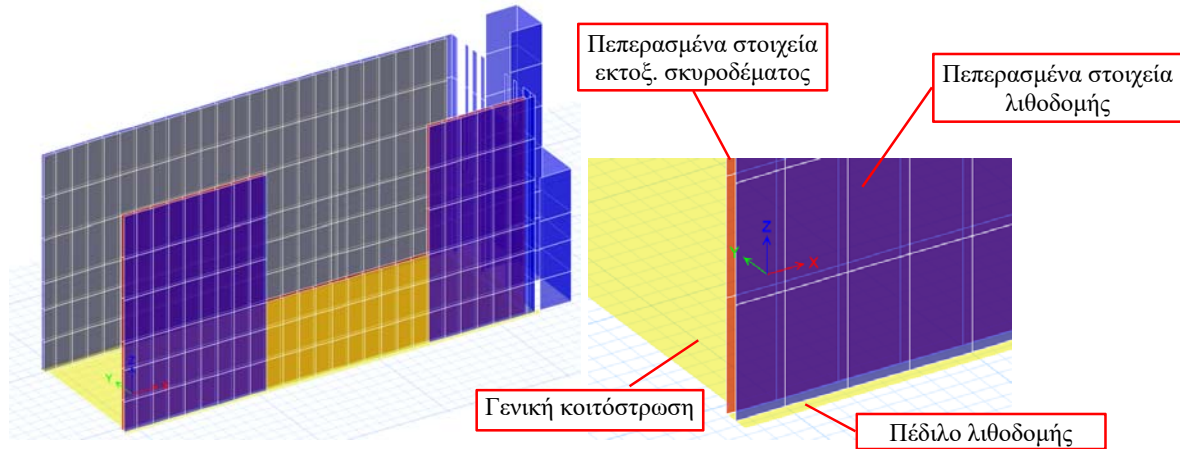
Η σύνδεση της μεταλλικής κατασκευής με τις περιμετρικές λιθοδομές έχει ως αποτέλεσμα τη συμμετοχή τους στη μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων, λόγω της μεγάλης εντός επιπέδου δυσκαμψίας που διαθέτουν. Η διεύθυνση που επηρεάζεται είναι αυτή του διαμήκους άξονα του κτιρίου, καθώς συμπίπτει με τη διεύθυνση διάταξης του επιπέδου των λιθοδομών. Έτσι, οι λιθοδομές και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα συμμετέχουν στο αντισεισμικό σύστημα μέχρι την εξάντληση της αντοχής τους, ενώ στη συνέχεια τα σεισμικά φορτία μεταφέρονται αποκλειστικά από μεταλλική κατασκευή. Στην εγκάρσια διεύθυνση οι λιθοδομές πρακτικά δεν συμμετέχουν ούτε στη δυσκαμψία ούτε στην αντοχή.

### 3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

#### 3.1 Γεωμετρία

Για την προσομοίωση της σύνθετης αντισεισμικής συμπεριφοράς ήταν απαραίτητη η ανάπτυξη ενός αξιόπιστου μη γραμμικού προσομοιώματος. Το προσομοίωμα περιλάμβανε το σύνολο των μεταλλικών μελών (ραβδωτά στοιχεία), τις σύμμικτες πλάκες των ορόφων (επιφανειακά στοιχεία), τις περιμετρικές λιθοδομές με τα στοιχεία θεμελίωσής τους και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (επιφανειακά στοιχεία), την πλάκα της κοιτόστρωσης (επιφανειακά στοιχεία) και το πλέγμα των δοκών της κοιτόστρωσης (ραβδωτά στοιχεία). Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στην προσομοίωση των λιθοδομών και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της ενίσχυσης της λιθοδομής εδράζεται και μεταφέρει τα σεισμικά φορτία στην πλάκα της γενικής κοιτόστρωσης, ενώ η υφιστάμενη λιθοδομή εδράζεται σε ανεξάρτητο πέδιλο. Για να αποδοθεί σωστά η παραπάνω συμπεριφορά, το σύστημα λιθοδομής-εκτοξευόμενου σκυροδέματος προσομοιώθηκε με δύο διαφορετικά επίπεδα πεπερασμένων στοιχείων (Σχήμα 4). Το εξωτερικό επίπεδο των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση της υφιστάμενης

λιθοδομής και εδράσθηκε σε ανεξάρτητο θεμέλιο. Το εσωτερικό επίπεδο των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και εδράσθηκε στην πλάκα της γενικής κοιτόστρωσης. Τα δύο πλέγματα συνδέθηκαν μεταξύ τους με κατάλληλα στοιχεία σύζευξης. Επίσης το εσωτερικό πλέγμα συνδέθηκε μονολιθικά με τη μεταλλική κατασκευή.



Σχήμα 4: Προσομοίωση της λιθοδομής και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

### 3.2 Προσομοιώματα συμπεριφοράς

**Λιθοδομές** Καθώς οι τρέχοντες κανονισμοί (Ευρωκώδικες, Ελληνικοί κανονισμοί) δεν προτείνουν μοντέλα συμπεριφοράς λιθοδομών υπό κυρίαρχη διατμητική φόρτιση (όπως είναι η περίπτωση των λιθοδομών του υπό μελέτη κτιρίου), αναζητήθηκαν πληροφορίες από τη σχετική βιβλιογραφία. Στο [1] που αποτελεί πρόσφατη επισκόπηση της διεθνούς βιβλιογραφίας, αναφέρεται σαφώς ότι η συμπεριφορά των λιθοδομών αυτών είναι σχεδόν απολύτως ελαστοπλαστική, με μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και μεγάλη ικανότητα γωνιακής παραμόρφωσης. Ειδικά το τελευταίο συμπέρασμα είναι απόλυτα συμβατό με τον Ευρωκώδικα 8 – μέρος 3 [2] που προδιαγράφει ικανότητα γωνιακής παραμόρφωσης 0.004 για λιθοδομές που αποτελούν το κύριο σύστημα παραλαβής σεισμικών δυνάμεων και 0.006 για δευτερευούσης ιεραρχίας λιθοδομές. Για της ανάγκες της στατικής μελέτης λήφθηκε συντηρητικά υπόψη ο νόμος συμπεριφοράς που φαίνεται στο Σχήμα 5α. Η μέγιστη αντοχή της λιθοδομής (0.15MPa) καθορίστηκε συντηρητικά, αγνοώντας την ευνοϊκή συμμετοχή της θλιπτικής τάσης στην ανάπτυξη της διατμητικής αντοχής. Σε ότι αφορά την εφελκυστική και θλιπτική αντοχή, υιοθετήθηκε (συντηρητικά) μοντέλο μηδενικής εφελκυστικής αντοχής. Σημειώνεται ότι η θλιπτική αντοχή της λιθοδομής δεν εξαντλείται σε καμιά περίπτωση.

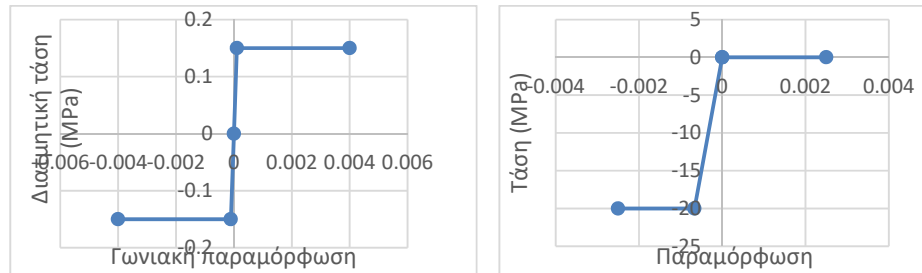
**Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα** Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί πρακτικά ένα μεμβρανικό στοιχείο, που προσομοιώθηκε με πεπερασμένα στοιχεία. Για την εφελκυστική και θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υιοθετήθηκε ο κλασικός ελαστοπλαστικός νόμος με μηδενική εφελκυστική αντοχή. Για τον χάλυβα που βρίσκεται εντός του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, λήφθηκε υπόψη ελαστοπλαστική συμπεριφορά χωρίς κράτυνση με τάση διαρροής  $f_y=500\text{MPa}$  (Σχήμα 5β).

**Θεμέλια λιθοδομών** Καθώς δεν υπήρχαν στη φάση της μελέτης διαθέσιμα στοιχεία για το θεμέλιο της λιθοδομής, έγινε παραμετρική μελέτη όσον αφορά τις συνθήκες έδρασης. Συγκεκριμένα, θεωρήθηκε ελαστική έδραση με δείκτες εδάφους 30.000, 44.000 και 100.000 kN/m<sup>3</sup>. Δεν διαπιστώθηκε ισχυρή εξάρτηση των ελέγχων από τις συνθήκες έδρασης και υιοθετήθηκε στις αναλύσεις τιμή του δείκτη εδάφους ίση με 44.000 kN/m<sup>3</sup>.

**Σύστημα πλάκας κοιτόστρωσης - μικροπασάλων** Για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών του εδάφους έγινε γεωτεχνική μελέτη από την εταιρεία ΓΕΩΓΝΩΣΗ



Α.Ε. Το προσομοίωμα περιλάμβανε την πλάκα και το πλέγμα των δοκών της κοιτόστρωσης. Η πλάκα θεωρήθηκε ως μονόπλευρα εδραζόμενη επί του εδάφους (μεταφορά μόνον θλιπτικών τάσεων στο έδαφος), με δείκτη εδάφους  $22.000\text{kN/m}^3$ . Οι πάσσαλοι προσομοιώθηκαν ως μη γραμμικά ελατήρια με διαφορετικές αντοχές σε εφελκυσμό και θλίψη, σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη.



Σχήμα 5. Καταστατικός νόμος α) λιθοδομής σε διάτμηση β) σκυροδέματος

### 3.3 Αναλύσεις-διαστασιολόγηση-έλεγχοι

Καθώς οι λιθοδομές και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα προϋπάρχουν της μεταλλικής κατασκευής, για να ληφθούν σωστά υπόψη τα πεδία των τάσεων που αναπτύσσονται στα στοιχεία αυτά, ακολουθήθηκε κατά τις αναλύσεις διαδικασία φάσεων κατασκευής.

**Φάση 1.** Θεωρείται προσομοίωμα στο οποίο τα στοιχεία της λιθοδομής και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος δεν συνδέονται με τη μεταλλική κατασκευή. Στη φάση αυτή επιβάλλεται στο μοντέλο το ίδιο βάρος των μελών.

**Φάση 2.** Ενεργοποιούνται τα στοιχεία σύζευξης λιθοδομής-εκτοξευόμενου σκυροδέματος-μεταλλικής κατασκευής, και λαμβάνεται υπόψη μονολιθική συμπεριφορά. Στο σύστημα της φάσης αυτής επιβάλλονται όλα τα υπόλοιπα φορτία (πρόσθετο μόνιμο, κινητό, σεισμικά φορτία).

Οι αναλύσεις για τα σεισμικά φορτία της διεύθυνσης X έγιναν με εκτέλεση μη γραμμικών στατικών αναλύσεων σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8. Συνοπτικά:

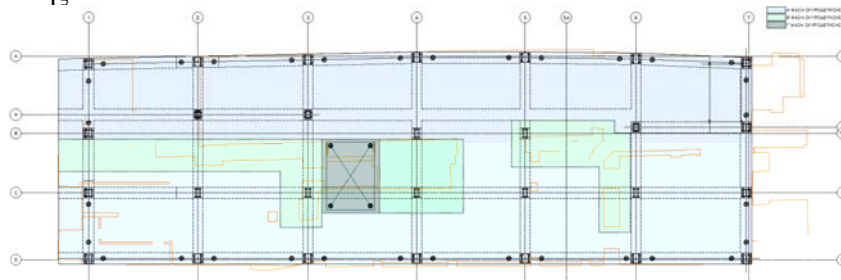
1. Υπολογίστηκε η σεισμική δράση που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής ( $q=1$ ), και επιβλήθηκε σταδιακά στο στατικό σύστημα. Στα πρώτα βήματα η σεισμική δράση κατανέμεται στα συστήματα παραλαβής σεισμικών δυνάμεων (μεταλλική κατασκευή, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, λιθοδομή) ανάλογα με τη δυσκαμψία τους. Στη συνέχεια, η λιθοδομή και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα εξαντλούν τη δυνατότητα παραλαβής σεισμικών δυνάμεων και τα σεισμικά φορτία παραλαμβάνονται αποκλειστικά από τη μεταλλική κατασκευή.
2. Υπολογίστηκε η καμπύλη συμπεριφοράς σε όρους μετακίνηση κορυφής – σεισμικής τέμνουσας βάσης του κτιρίου και η στοχευόμενη μετακίνηση του κτιρίου, με βάση τον Ευρωκώδικα 8-μέρος 1 [3].
3. Έγινε έλεγχος της μεταλλικής κατασκευής και της πλάκας θεμελίωσης και των πασσάλων σε επίπεδο δυνάμεων και έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης της λιθοδομής με βάση της διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 – μέρος 3 [2].

Για την εγκάρσια διεύθυνση της σεισμικής δράσης (διεύθυνση Y), λήφθηκε υπόψη συντηρητικά ότι οι λιθοδομές δεν συμμετέχουν στην παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων και ο σχεδιασμός έγινε με τη μέθοδο του συντελεστή συμπεριφοράς με  $q=1.5$ .

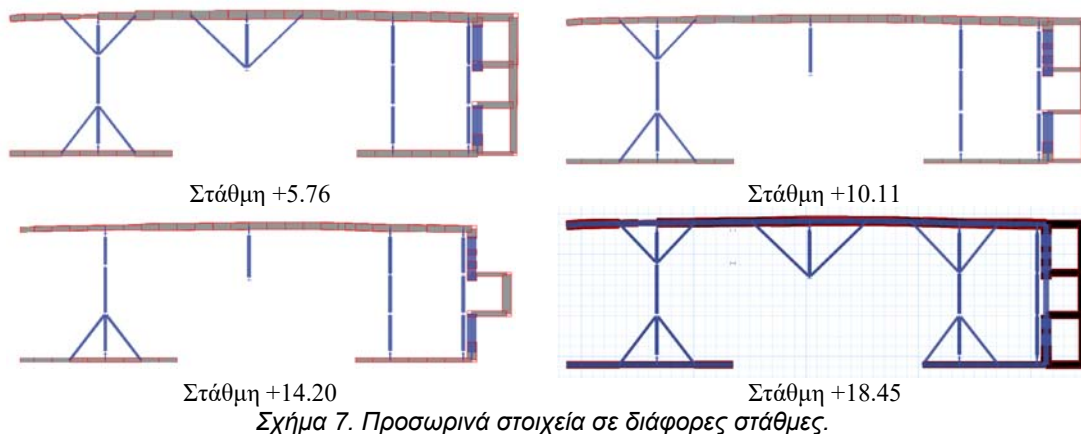
## 4 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το εσωτερικό του κτίριο καθαιρέθηκε σταδιακά σε φάσεις, ενώ οι περιμετρικές λιθοδομές διατηρήθηκαν και συνδέθηκαν σε μεταγενέστερη φάση με την μεταλλική κατασκευή. Οι φάσεις της καθαίρεσης – ανέγερσης έχουν ως εξής:

1. Αποξηλώσεις μη φερόντων στοιχείων και μερική αποξήλωση δαπέδων. Διατηρήθηκαν οι μεταλλικές δοκοί που συνδέουν τις εσωτερικές με τις εξωτερικές λιθοδομές.
2. Καθαίρεση της κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος που βρίσκεται στον χώρο του πρώην αιθρίου.
3. Κατασκευή των μικροπασσάλων και του μεγαλύτερου τμήματος της θεμελίωσης (Σχήμα 6).
4. Ενίσχυση της λιθοδομής από την εσωτερική πλευρά με στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5cm και κατασκευή ισχυρού σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος στην στέψη της.
5. Ανέγερση των μεταλλικών πλαισίων στους άξονες 2, τμήμα του 4, 6 και 7. Στις θέσεις αυτές η ανέγερση πραγματοποιήθηκε, αφαιρώντας (όπου απαιτήθηκε) τα δάπεδα του υφιστάμενου κτιρίου. Στις θέσεις που γειτνιάζουν με τη λιθοδομή, τα μεταλλικά πλαίσια συνδέθηκαν μ' αυτήν με κατάλληλους συνδέσμους.
6. Σύνδεση των μεταλλικών πλαισίων με το σενάζ, στην στέψη της λιθοδομής με οριζόντιους συνδέσμους ακαμψίας, ώστε να δημιουργηθεί προσωρινό διάφραγμα. Επίσης, οι οριζόντιοι σύνδεσμοι ακαμψίας χρησιμοποιήθηκαν για τον περιορισμό του εκτός επιπέδου μήκους λυγισμού των μεταλλικών στοιχείων. Οριζόντιοι σύνδεσμοι ακαμψίας απαιτήθηκαν για την αντιστήριξη της λιθοδομής και σε διάφορα ακόμη επίπεδα. Η διάταξη των οριζοντίων συνδέσμων φαίνεται στο Σχήμα 7. Μετά την ολοκλήρωση του βήματος αυτού, οι περιμετρικές λιθοδομές αντιστηρίζονταν πλήρως από τα τοποθετημένα τμήματα της μεταλλικής κατασκευής.
7. Καθαίρεση των εσωτερικών λιθοδομών και συνέχιση της ανέγερσης της μεταλλικής κατασκευής.



Σχήμα 6. Φάσεις κατασκευής της θεμελίωσης

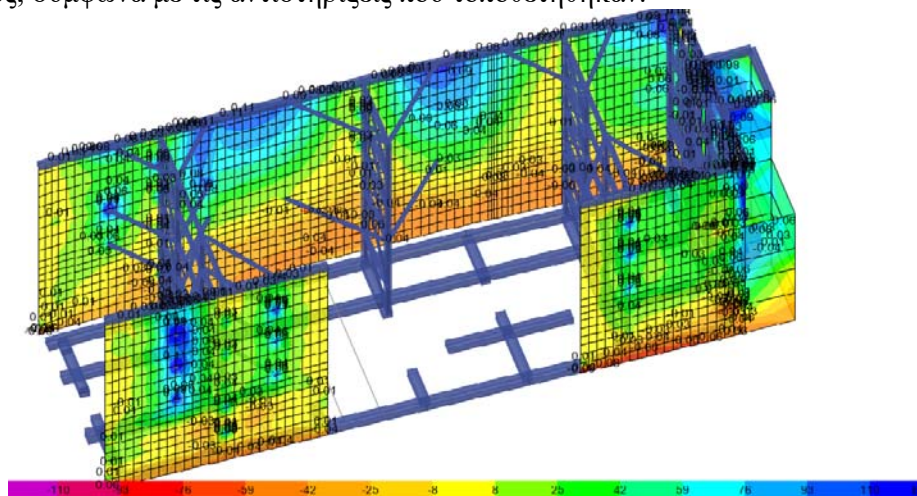


Σχήμα 7. Προσωρινά στοιχεία σε διάφορες στάθμες.

## 5 ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

Για το διάστημα της ανέγερσης, η κατασκευή που αποτελείται από τις περιμετρικές λιθοδομές και τα τοποθετημένα μεταλλικά πλαίσια, πρέπει να μπορεί να ανταπεξέλθει σε σεισμικές δονήσεις. Ο έλεγχος έγινε για σεισμικές διεγέρσεις μικρότερες του σεισμού

σχεδιασμού, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 – μέρος 2 [4]. Οι περιμετρικοί και εσωτερικοί τοίχοι του κτιρίου αποτελούνται από αργολιθοδομή, με λιθώματα καλής ποιότητας αλλά φτωχό κονίαμα. Για το λόγο αυτό προβλέφθηκε βελτίωση της ποιότητας του εσπίεση τσιμεντοκονίας. Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών αντοχών ακολουθήθηκε ο Ευρωκώδικας 6 [5] και υπολογίστηκαν η θλιπτική αντοχή, η διατμητική αντοχή και η καμπτική αντοχή κάθετα και παράλληλα με τους αρμούς. Για τον έλεγχο λήφθηκαν υπόψη οι φορτίσεις  $G+S_x$ ,  $G-S_x$ ,  $G+S_y$ ,  $G-S_y$ , όπου  $G$  τα μόνιμα φορτία (ίδιο βάρος λιθοδομής, μεταλλικών στοιχείων, θεμελίωσης) και  $S_x$ ,  $S_y$  σεισμικές δράσεις στις διευθύνσεις  $X$  και  $Y$  αντίστοιχα που υπολογίστηκαν με δυναμική φασματική ανάλυση. Ο έλεγχος της λιθοδομής έγινε σε επίπεδο τάσεων. Κρίσιμη ήταν η εξωτερική πλευρά της λιθοδομής, καθώς η εσωτερική πλευρά ενισχύθηκε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και οπλισμό. Στο Σχήμα 8 παρουσιάζονται οι τάσεις  $\sigma_{11}$  (οριζόντιες) που αναπτύσσονται στην εξωτερική πλευρά της λιθοδομής για τον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης  $G+S_y$ . Οι έλεγχοι των μεταλλικών στοιχείων περιλάμβαναν ελέγχους λυγισμού με αυξημένα μήκη για τους στύλους, σύμφωνα με τις αντιστηρίξεις που τοποθετήθηκαν.



Σχήμα 8. Τάσεις  $\sigma_{11}$  (MPa) στην εξωτερική πλευρά των λιθοδομών για τον συνδυασμό  $G+S_y$ .

## 6 ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Οι συγγραφείς αισθάνονται την υποχρέωση να ευχαριστήσουν τον συνάδελφο κ. Φαίδωνα Καρυδάκη για τις ενδιαφέρουσες συζητήσεις και τις χρήσιμες υποδείξεις του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της μελέτης του έργου.

## 7 ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- [1] Salamanpour A.H., Mojsilovic N. and Schwartz J., Deformation capacity of unreinforced masonry walls subjected to in-plane loading: a state-of-the-art review, Int. J. of Advanced Structural Engineering, 5:22, 2013.
- [2] EN 1998-3, “Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών”, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων και επεμβάσεις”, 2005.
- [3] EN 1998-1, “Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια”, 2004
- [4] EN 1998-2, “Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Μέρος 2: Γέφυρες”, 2005
- [5] EN 1996-1-1, “Ευρωκώδικας 6: Κατασκευές από τοιχοποιία - Μέρος 1-1: Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία - Γενικοί κανόνες για κατασκευές από οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία”, 2005

## **RECONSTRUCTION OF THE STRUCTURAL SYSTEM OF AN OLD EXISTING BUILDING WITH STEEL MEMBERS**

**Euripidis Mistakidis, Apostolos Koukouselis, Olympia Panagouli**  
Laboratory of Structural Analysis and Design,  
Department of Civil Engineering, University of Thessaly, Volos, Greece  
e-mail: [emistaki@uth.gr](mailto:emistaki@uth.gr)

**Nikolaos Naskos**  
Civil Engineer NTUA, Phd Εδαφομηχανικός Κατασκευών Ε.Σ.Α.,  
Managing Director GEOGNOSI S.A., P.O.box 60480, 57001 Thessaloniki, Greece  
e-mail: [naskos@geognosi.gr](mailto:naskos@geognosi.gr)

**Periklis Vastarouchas, Elpida Evaggelopoulos**  
AKTOR S.A., Ermou 25, 14564 Athens, Greece  
e-mail: [pvastarouchas@aktor.gr](mailto:pvastarouchas@aktor.gr)

### **ABSTRACT**

The paper presents the methodology followed for the design of the reconstruction of an old existing building using structural steel. The existing building is arranged in five floors and has a structural system consisting of masonry walls and steel beams that support the final floors. According to the architectural study of the new building, the perimetric masonry walls must be retained and the internal of the building should be demolished and substituted by a structure consisting of structural steel columns and beams and composite floors. The retention of the perimetric masonry walls posed significant problems both in the design phase and in the development of the construction methodology. Alternative solutions were investigated, in which the walls were partially or fully connected to the new structure. After judging the advantages and disadvantages of each approach, it was finally decided to realize a full connection between the perimetric masonry walls and the new structure. To this end, the floors of the structure were monolithically connected to the masonry walls, which were strengthened by means of a thin layer of shotcrete. The design of the structure was based on an appropriate model that included all the structural elements. In order to approximate the complex seismic behavior of the building, nonlinear analysis was employed, that considered the actual strength and stiffness of the reinforced masonry walls. The erection was realized after a partial demolition of the existing internal masonry walls and the utilization of certain sub-frames of the new steel structures for the temporary bracing of the perimetric masonry walls. At the upper end of the masonry walls a strong concrete beam was arranged which was connected to horizontal steel bracing elements, to form a weak temporary horizontal diaphragm. This seismic design and verification of this temporary structure, consisting of the perimetric masonry walls and certain steel members, was done following the methodology included in EN1998-2:2005.