



**ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΑΣ**



**2<sup>ο</sup>**



**ΠΑΝΕΛΛΗΝΙΟ ΣΥΝΕΔΡΙΟ  
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ  
& ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΑΣ**



**ΤΟΜΟΣ Α'**

**Θ Ε Σ Σ Α Λ Ο Ν Ι Κ Η  
Μ Α Κ Ε Δ Ο Ν Ι Α Π Α Λ Λ Α Σ  
28 - 30, Νοεμβρίου, 2001**

**ΜΕ ΤΗ ΣΥΝΕΡΓΑΣΙΑ ΤΩΝ**

**Ο.Α.Σ.Π. - Ι.Τ.Σ.Α.Κ. - Σ.Π.Μ.Ε.**

## Αριθμητική και Πειραματική Διερεύνηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Αρχαίων Μνημείων

### Numerical and Experimental Investigation of the Earthquake Response of Classical Monuments

ΨΥΧΑΡΗΣ Ι.	Πολιτικός Μηχανικός, Επικ. Καθηγητής, Ε.Μ.Π.
ΠΑΠΑΣΤΑΜΑΤΙΟΥ Δ.†	Πολιτικός Μηχανικός, πρ. Αναπλ. Καθηγητής, Ε.Μ.Π.
ΚΑΡΥΔΗΣ Π.	Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής, Ε.Μ.Π.
ΠΑΠΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ Κ.	Πολιτικός Μηχανικός
ΑΛΕΞΑΝΔΡΗΣ Α.	Πολιτικός Μηχανικός, ΟΤΜ Α.Τ.Ε.
ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ.	Πολιτικός Μηχανικός, Ε.Τ.Ε.Π., Ε.Μ.Π.
ΖΑΜΠΑΣ Κ.	Πολιτικός Μηχανικός
LEMOS J.V.	Πολιτικός Μηχανικός, N.L.C.E., Lisbon, Portugal

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ:** Η μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς αρχαίων μνημείων είναι ένα δύσκολο πρόβλημα λόγω της σπονδυλωτής τους κατασκευής, που μπορεί να αντιμετωπιστεί μόνο με αριθμητικές μεθόδους. Η σεισμική απόκριση είναι έντονα μη-γραμμική και παρουσιάζει μεγάλη ευαισθησία ακόμη και σε ασημαντες αλλαγές των παραμέτρων. Σε αυτή την εργασία γίνεται μία διερεύνηση της συμπεριφοράς τόσο μέσω πειραμάτων όσο και μέσω αριθμητικών αναλύσεων. Η αξιοπιστία των αριθμητικών μεθόδων επαληθεύεται με σύγκριση με τα πειραματικά δεδομένα και γίνεται μία παραμετρική διερεύνηση της επιρροής των χαρακτηριστικών της διέγερσης, της γεωμετρίας της κατασκευής και διαφόρων ατελειών στην πιθανότητα κατάρρευσης.

**ABSTRACT:** The investigation of the dynamic response of classical monuments is a difficult problem, due to their segmental construction by individual stone blocks, which can only be handled through numerical methods. The earthquake response is highly nonlinear and it shows a great sensitivity to even trivial changes of the parameters. In this work, the seismic response is investigated through experimental results and numerical analyses. The efficiency of the numerical methods is verified by comparing the numerical results with the experimental data and a parametric investigation of the effect of the base motion characteristics, the geometry and several imperfections to the possibility of collapse is performed.

#### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

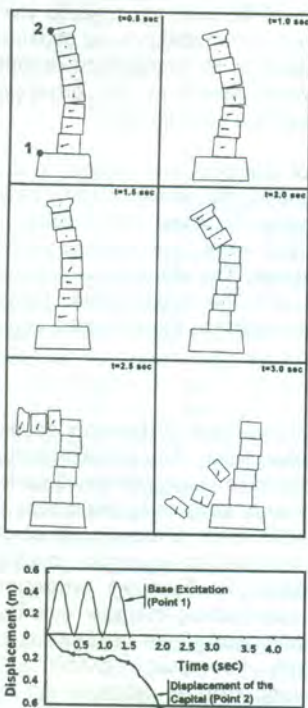
Η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς αρχαίων μνημείων είναι ένα πολύ δύσκολο πρόβλημα, αλλά και πολύ σημαντικό για την αναστήλωση και τη συντήρηση. Προηγούμενες μελέτες δείχνουν ότι αυτές οι κατασκευές είναι γενικώς πολύ ανθεκτικές σε σεισμικές δονήσεις εάν δεν έχουν υποστεί σημαντικές ζημιές, γεγονός που αποδεικνύεται και από το ότι πολλές από αυτές παραμένουν όρθιες για σχεδόν 2500 χρόνια. Η φθορά όμως, που έχουν υποστεί πολλά μνημεία, μειώνει σημαντικά την ευσταθείά τους, με αποτέλεσμα να είναι ορατός ο κίνδυνος κατάρρευσης σε ένα ισχυρό σεισμό.

Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία των κλασικών μνημείων (κίονες, τοίχοι)

αποτελούνται από ανεξάρτητα δομικά υλικά (σπόνδυλοι, λίθοι), που τοποθετούνται το ένα πάνω στο άλλο χωρίς συνδετικό κονίαμα. Για το λόγο αυτό, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού τα στοιχεία αυτά μπορούν να ολισθήσουν μεταξύ τους και να λικνιστούν, ανεξάρτητα ή σε ομάδες. Η δυναμική απόκριση ενός τέτοιου συστήματος στερεών σωμάτων είναι έντονα μη-γραμμική και πολύπλοκη, επειδή η κατασκευή συνεχώς αλλάζει "μορφή" ταλάντωσης κατά τη διάρκεια της δόνησης, με διαφορετικούς αρμούς να είναι ανοικτοί κάθε στιγμή. Το πλήθος των δυνατών "μορφών" ταλάντωσης αυξάνεται εκθετικά με τον αριθμό των σωμάτων που αποτελούν την κατασκευή. Για το λόγο αυτό, η αναλυτική επίλυση ενός συστήματος πολλών σωμάτων είναι πρακτικά αδύνατη. Ένα παράδειγμα

ταλάντωσης ενός κίονα, που οδηγεί σε κατάρρευση, φαίνεται στο Σχήμα 1, όπου έχει σχεδιαστεί η παραμορφωμένη κατασκευή σε διάφορες χρονικές στιγμές.

Μία χαρακτηριστική ιδιότητα της συμπεριφοράς είναι η εξαιρετική ευαισθησία της ακόμη και σε ασήμαντες αλλαγές των παραμέτρων. Για παράδειγμα, πειράματα σεισμικής απόκρισης ενός κίονα, που έγιναν στο σεισμικό προσομοιωτήρα του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π., έδειξαν ότι επανάληψη του ίδιου πειράματος μπορεί να οδηγήσει σε αρκετά διαφορετικά αποτελέσματα, λόγω μη ελεγχόμενων μικροδιαφορών στην αρχική τοποθέτηση του κίονα. Χαρακτηριστικό είναι και το γεγονός ότι ένας κίονας μπορεί να αντρέπεται για μία συγκεκριμένη σεισμική δόνηση και να μην αντρέπεται για την ίδια δόνηση, μεγεθυμένη με ένα συντελεστή μεγαλύτερο της μονάδας.



Σχήμα 1. Λικνισμός και κατάρρευση ενός κίονα υπό αρμονική διέγερση.  
Figure 1. Vibration and collapse of a column under harmonic excitation.

Η δυναμική συμπεριφορά μιας σπονδυλωτής κατασκευής διέπεται από τους ίδιους βασικούς κανόνες με την απόκριση ενός λικνιζόμενου σώματος. Και σε αυτή την απλούστερη δυνατή περίπτωση, όμως, η απόκριση είναι εξίσου μη γραμμική και ευαίσθητη στις παραμέτρους. Παρά τη φαινομενική του απλότητα, και αυτό το πρόβλημα είναι πολύπλοκο στην ανάλυσή του, και έχει απασχολήσει πολλούς ερευνητές τον τελευταίο αιώνα. Αντίθετα, σχετικά λίγες εργασίες έχουν παρουσιαστεί πάνω στη δυναμική συμπεριφορά πολύπλοκων συστημάτων πολλών στερεών σωμάτων. Ένας αρκετά εμπειριστατωμένος κατάλογος των εργασιών που έχουν γίνει σε αυτό το θέμα μπορεί να βρεθεί στην εργασία των Papantonopoulos et al (2001).

Ενώ η αναλυτική αντιμετώπιση του προβλήματος είναι πρακτικά ανέφικτη, η εφαρμογή αριθμητικών μεθόδων φαίνεται πως μπορεί να προσεγγίσει αρκετά ικανοποιητικά το φαινόμενο. Για παράδειγμα, προηγούμενες μελέτες (Papastamatiou and Psycharis, 1993, Psycharis et al, 1993) έδειξαν ότι η μέθοδος των διακριτών στοιχείων (Distinct Element Method), που πρωτοεφαρμόστηκε από τον Cundall (Cundall, 1971), είναι μία αποτελεσματική μέθοδος για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς αρχαίων μνημείων. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται σε αυτή την εργασία έχουν προκύψει με χρήση των προγραμμάτων UDEC (Itasca, 1993), δύο διαστάσεων, και 3DEC (Itasca, 1994), τριών διαστάσεων.

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της έρευνας που διεξάγεται στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π. τα τελευταία χρόνια πάνω σε αυτό το θέμα. Στην αρχή παρουσιάζονται πειραματικά αποτελέσματα της σεισμικής απόκρισης ενός ομοιώματος ενός κίονα του Παρθενώνα, σε κλίμακα 1:3. Στη συνέχεια γίνεται μία σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων του προγράμματος 3DEC με τα πειραματικά δεδομένα, με σκοπό τη διερεύνηση της αξιοπιστίας του αριθμητικού κώδικα. Τέλος, γίνεται μία παραμετρική διερεύνηση της επιρροής διαφόρων παραγόντων στον κίνδυνο κατάρρευσης αρχαίων μνημείων υπό αρμονική και σεισμική διέγερση. Η διερεύνηση αυτή γίνεται με χρήση του προγράμματος UDEC.

## 2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΙΟΝΑ

### 2.1. Πειραματική διάταξη

Τα πειράματα διενεργήθηκαν στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π.



Σχήμα 2. Φωτογραφία της πειραματικής διάταξης.  
Figure 2. Photograph of the experimental setup.

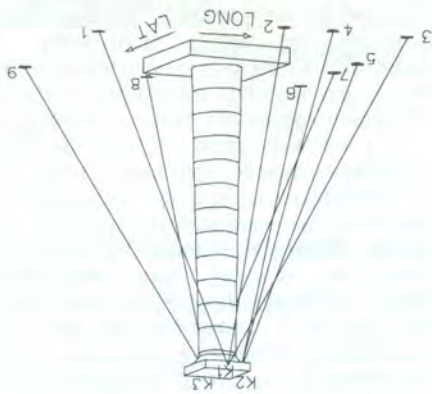
Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στη διαμόρφωση των αρμοίων. Για να επιτευχθεί όσο το δυνατόν μεγαλύτερη επιφάνεια επαφής των σπονδύλων, ο κίονας στηρίχθηκε σε ένα ενιαίο κίονο, ο οποίος συνέχισε χωρίστηκε ώστε να δημιουργηθούν επιφάνειες. Πριν την κατασκευή των δέκα ευθείς γραμμές χρωμάτων σχεδιάστηκε ο μήκος του κίονα, ώστε να επανατοποθετηθούν με τον αρχικό τους προσανατολισμό οι ευθείς αυτές χρησιμοποιώντας τη μέτρηση των περιστροφών γύρω από τον άξονα του κίονα. Επίσης, γίνονταν θραύση των ακμών των κίονων. Τα πειράματα, δημιουργήθηκαν με περίμετρο κάθε σπονδύλου και πάχους 0.5 mm.

Για την καταγραφή της απόκρισης του κίονα χρησιμοποιήθηκαν επιταχυνσιογράφοι ό...

Επιταχυνσιογράφους τοποθετήθηκαν σε δύο το μίση του μοντέλου, ένας σε κάθε σπόνδυλο ολογράμμου και οι καταγραφές των σημερινών οι καταγραφές των επιταχυνσιογράφων είναι άμεσες και δίνουν πληροφορίες σχετικά με τη συμπεριφορά του δομικού συστήματος. Τα βελάκια που χρησιμοποιήθηκαν είναι κατασκευασμένα από ατσάλι και έχουν μήκος 0,5 m. Η κατασκευή τους έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών. Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών. Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών.

Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών. Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών. Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών. Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών.

Σχήμα 2. Φωτογραφία και διάταξη σύνδεσης βελομέτρων του περιπατητικού μοντέλου του κτίου.



Μοντέλο ενός κτίου του Παρθενώνα σε κλίμακα 1:3 (Σχήμα 2). Το προσομοίωμα είχε κατασκευαστεί από μέταλλο, από το οποίο ήταν μήκους 0,26 m και οι κίονες 0,22 m και οι εσοχές 0,547 m και οι διαμέτρους στη βάση 0,40 m και το συνολικό ύψος ήταν 3,34 m.



Τα περιβάλλοντα διενεργήθηκαν στο σεισμικό προσομοίωμα του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π. σε ένα

2.1. Περιπατητική διάταξη

2. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΕΝΟΣ ΚΙΟΝΑ

Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών. Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών. Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών. Η κατασκευή των βελάκων έγινε με τη βοήθεια ενός μηχανικού που έχει εμπειρία στην κατασκευή τέτοιων δομών.

ήταν στερεωμένα στη σεισμική τράπεζα και συνδέονταν σε ομάδες των τριών με τις τρεις πλευρές του κιονόκρανου μέσω λεπτών συρμάτων (Σχήμα 2). Η διάταξη της σύνδεσης επιλέγη με κατάλληλο τρόπο, ώστε να είναι δυνατός ο υπολογισμός της μετακίνησης του κιονόκρανου από τις καταγραφές των οργάνων.

Ως διέγερση βάσης χρησιμοποιήθηκαν τρεις σεισμικές δονήσεις με αρκετά διαφορετικά χαρακτηριστικά. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν: ο σεισμός της Καλαμάτας της 13-9-1986 ( $M_s=6.2$ ), όπως καταγράφηκε στο κτίριο της Νομαρχίας, ο σεισμός της Γρίβας της 21-12-1990 ( $M_s=5.9$ ), όπως καταγράφηκε στην Έδεσσα, και ένας μετασεισμός του σεισμού της Κεφαλονιάς της 17-1-1983, που καταγράφηκε στο Αργοστόλι στις 24-3-1983 ( $M_s=5.5$ ). Η καταγραφή της Καλαμάτας παρουσιάζει μέγιστη επιτάχυνση 0.27 g και διάρκεια ισχυρής δόνησης 6 sec, της Έδεσσας περιέχει μία σχεδόν ημιτονικής μορφής ισχυρή δόνηση περιόδου 0.6 sec με μέγιστη επιτάχυνση 0.10 g, ενώ η καταγραφή του Αργοστολίου δείχνει μία υψίσυχη κίνηση, διάρκειας περίπου 2 sec και μέγιστης επιτάχυνσης 0.31 g. Οι καταγραφές αυτές πολλαπλασιάστηκαν με κατάλληλους συντελεστές, έτσι ώστε οι δονήσεις να είναι αρκετά ισχυρές για να προκαλέσουν σημαντικές μετακινήσεις και λικνισμό στους σπονδύλους, χωρίς όμως κίνδυνο κατάρρευσης.

## 2.2. Παρουσίαση αποτελεσμάτων

Ενδεικτικά διαγράμματα των αποτελεσμάτων φαίνονται στα Σχήματα 3, 4 και 5 για τις τρεις σεισμικές δονήσεις.

Ένα σημαντικό συμπέρασμα που προέκυψε από τα πειράματα είναι ότι η τελική μόνιμη παραμόρφωση του κίονα δεν αποτελεί ένδειξη του μεγέθους των μετακινήσεων που αναπτύχθηκαν κατά τη διάρκεια της δόνησης. Έτσι, υπήρξαν περιπτώσεις που ο κίονας παρουσίασε σημαντικό λικνισμό και στροφές γύρω από κατακόρυφο άξονα κατά τη διάρκεια του σεισμού, αλλά στο τέλος του πειράματος είχε επανέλθει σχεδόν στην αρχική του θέση, με πολύ μικρές μόνιμες μετατοπίσεις. Επομένως, είναι λάθος να προσπαθήσει κάποιος να βγάλει συμπεράσματα για το εάν

ένα μνημείο κινδύνευσε ή όχι κατά τη διάρκεια ενός σεισμού μόνο από παρατηρήσεις των παραμενουσών παραμορφώσεων.

Ένα άλλο συμπέρασμα ήταν ότι για καθαρά επίπεδη διέγερση, η κίνηση του κίονα δεν περιοριζόταν στο επίπεδο της δόνησης, αλλά προέκυψαν και σημαντικές μετακινήσεις εκτός επιπέδου. Σε πολλές περιπτώσεις, οι μεγαλύτερες μόνιμες παραμορφώσεις συνέβησαν σε διεύθυνση διαφορετική από αυτή της διέγερσης. Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στη μικρή επιφάνεια επαφής κατά τη διάρκεια του λικνισμού, λόγω της κυκλικής διατομής των σπονδύλων, η οποία επιτρέπει την έναρξη της εκτός επιπέδου κίνησης, ακόμη και για πολύ μικρές αδρανειακές δυνάμεις σε αυτή τη διεύθυνση, που προκαλούνται από τις αναπτόφευκτες ατέλειες.

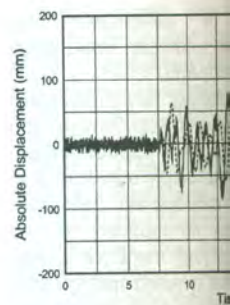
## 2.3. Επαναληψιμότητα των πειραμάτων

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η δυναμική συμπεριφορά είναι πολύ ευαίσθητη ακόμη και σε ασήμαντες αλλαγές των χαρακτηριστικών του συστήματος ή της διέγερσης. Για το λόγο αυτό, επανάληψη του ίδιου πειράματος έδινε διαφορετικά αποτελέσματα, αφού δεν ήταν δυνατόν να επιτευχθούν ακριβώς οι ίδιες αρχικές συνθήκες. Από μετρήσεις που έγιναν, διαπιστώθηκε ότι ακόμη και η κίνηση της σεισμικής τράπεζας μπορούσε να είναι έως 4% διαφορετική για επανάληψη του ίδιου πειράματος.

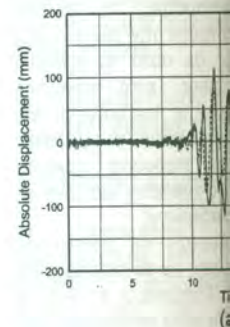
Η επαναληψιμότητα των πειραμάτων ελέγχθηκε σε αρκετές περιπτώσεις. Ένα παράδειγμα φαίνεται στο Σχήμα 5 για το σεισμό του Αργοστολίου. Οι διαφορές που παρατηρήθηκαν μπορούν να καταταγούν σε τρεις κατηγορίες:

### A. Ολίσθηση

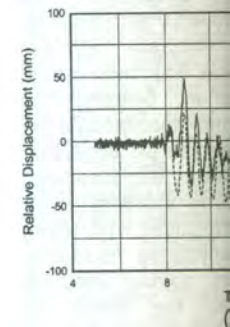
Σε μερικές περιπτώσεις, η γενική μορφή της απόκρισης του κίονα ήταν ίδια, αλλά σε ένα από τα ίδια πειράματα συνέβαινε μία σημαντική ολίσθηση. Μία τέτοια περίπτωση είναι αυτή του Σχήματος 5, όπου στο πείραμα EQ15 συνέβη μία ολίσθηση της τάξης των 50 mm, η οποία δεν συνέβη στο EQ14. Εκτός από αυτή την ολίσθηση, η μορφή της απόκρισης ήταν αρκετά παρόμοια στα δύο πειράματα.



Σχήμα 3. Μετακίνηση του κίονα κατά τη διάρκεια της διέγερσης.  
Figure 3. Displacement of the column during the transverse excitation.



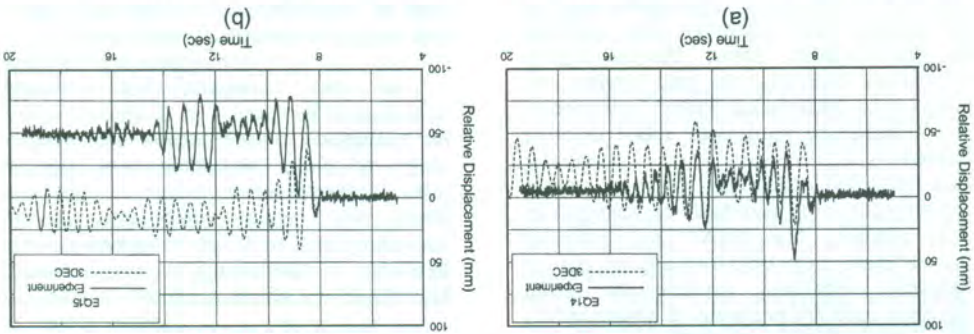
Σχήμα 4. Μετακίνηση του κίονα κατά τη διάρκεια της διέγερσης.  
Figure 4. Displacement of the column during the transverse excitation.



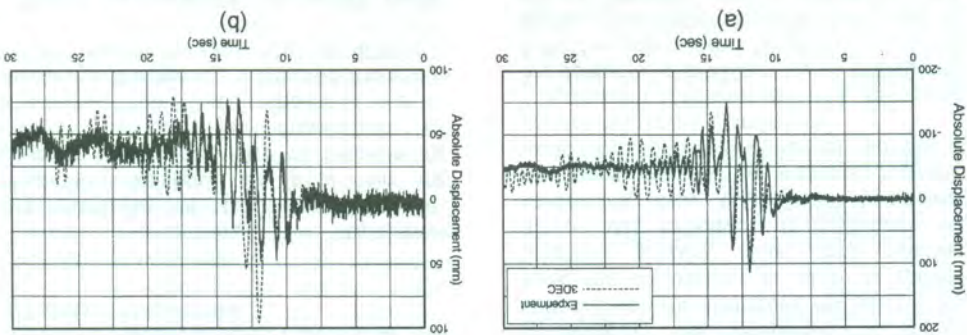
Σχήμα 5. Διαμήκης μετακίνηση του κίονα με επανέληψη του πειράματος.  
Figure 5. Longitudinal displacement of the column when the experiment was repeated.

Τμήμα  
85 20 €

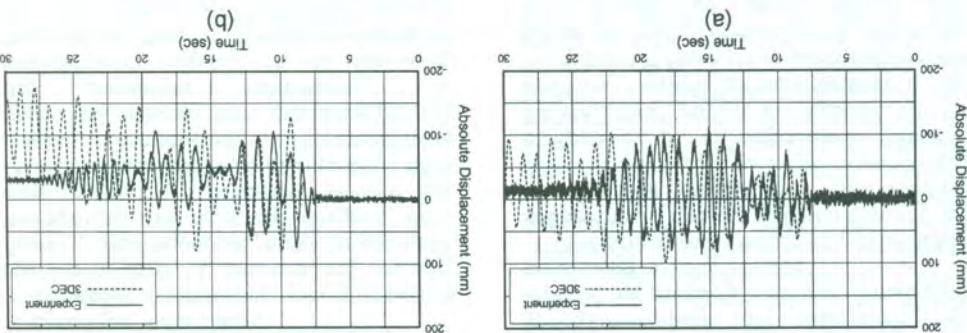
Σχήμα 5. Διαμήκης μετακίνηση του κιογκράνου για το σεισμό του Αργολαίου. Το πείραμα επανέληθη δύο φορές: (α) πείραμα EQ14, (b) πείραμα EQ15. Figure 5. Longitudinal displacement of the capital for the Argosoli record. The same experiment was repeated twice: (a) experiment EQ14; (b) experiment EQ15.



Σχήμα 4. Μετακίνηση του κιογκράνου για το σεισμό της Έδεσσας: (α) διαμήκης διεύθυνση, (b) εγκάρσια διεύθυνση. Figure 4. Displacement of the capital for the Edessa record: (a) longitudinal direction; (b) transverse direction.



Σχήμα 3. Μετακίνηση του κιογκράνου για το σεισμό της Καλαμάτας: (α) διαμήκης διεύθυνση, (b) εγκάρσια διεύθυνση. Figure 3. Displacement of the capital for the Kalamata record: (a) longitudinal direction; (b) transverse direction.



πτώσεις, η λεγική μορφή  
 πείραμα συνεβγαive για  
 η. Μία τέτοια περίπτωση  
 ατος 5, όπου στο πείραμα  
 αλήση της τάξης των 50  
 αμελή στο EQ14. Εκτός  
 αμελή, η μορφή της  
 κεία παρόμοια στα δύο  
 όητα των πειραμάτων  
 κεία περιπτώσεις. Ένα  
 και στο Σχήμα 5 για το  
 τώλου. Οι διαφορές που  
 τωρούν να καταστούν σε  
 για επανάληψη του ίδιου  
 5 μπορεί να είναι έω  
 ακή και η κίνηση της  
 Απώ μερήσεις που είναι,  
 υχθών ακρίβως οι ίδιες  
 εχόμενα, αφού δεν ήταν  
 του ίδιου πείραματος έδιε  
 της διεύθυνσης. Για το λόγο  
 ας των χαρακτηριστικών  
 πών ευαίσθητη ακή και  
 ε παραπάνω, η δυνατότητα  
 τητα των πειραμάτων  
 πτό τις αναπόμενες  
 τη τη διεύθυνση, που  
 πών μικρές αδρανειακές  
 εκτός εμπέδου κίνησης,  
 νδών, η οποία επιπέθει  
 κισμού, λόγω της κυκλικής  
 πη επιφάνεια επαφής κατά  
 ης. Η συμπεριφορά αυτή  
 εύθυνση διαφορετική από  
 τόντες παραμορφώσεις, οι  
 και οητανικές μετακινήσεις  
 στο επιπέδο της δόνησης,  
 διεύθυνση, η κίνηση του κιο  
 υπείραμα ήταν ότι για  
 των παραμεινουσών  
 σε αυτού μόνον από  
 ούνασε ή όχι κατά τη

## B. Ελεύθερες ταλαντώσεις

Σε μερικές περιπτώσεις, ενώ η απόκριση του κίονα κατά τη διάρκεια της ισχυρής δόνησης ήταν παρόμοια μεταξύ ταυτόσημων πειραμάτων, στο τέλος της δόνησης, όταν στην ουσία η κατασκευή εκκινείτο με ελεύθερες ταλαντώσεις, η συμπεριφορά ήταν τελείως διαφορετική. Παρατηρήθηκαν σημαντικές διαφορές τόσο στο εύρος όσο και στη συχνότητα ταλάντωσης. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι, σε ορισμένες περιπτώσεις, ο κίονας συνέχιζε να κινείται με σημαντικό λικνισμό μετά το τέλος της ισχυρής δόνησης. Αυτό πιθανόν να οφείλεται σε ασήμαντες αλλαγές που συνέβησαν στις επιφάνειες επαφής μεταξύ των σπονδύλων, οι οποίες όμως ήταν ικανές να προκαλέσουν αρκετά διαφορετική συμπεριφορά σε λικνισμό, λόγω της μεγάλης ευαισθησίας που αναφέρθηκε παραπάνω.

## Γ. Μέγιστη μετακίνηση

Κατά την επανάληψη των πειραμάτων παρατηρήθηκαν, σε ορισμένες περιπτώσεις, σημαντικές διαφορές και στην τιμή της μέγιστης μετακίνησης κατά τη διάρκεια της ισχυρής δόνησης. Για παράδειγμα, σε επανάληψη του ίδιου πειράματος για το σεισμό της Καλαμάτας, η διαφορά στο εύρος της μετακίνησης ήταν της τάξης του 60%.

Πρέπει να σημειωθεί ότι μερικές φορές παρατηρήθηκαν και οι τρεις παραπάνω μορφές μη-επαναληψιμότητας, μαζί.

## 3. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΜΕ ΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Για όλα τα πειράματα έγιναν και αριθμητικές αναλύσεις για να διαπιστωθεί η αξιοπιστία τους. Οι αναλύσεις έγιναν σε τρεις διαστάσεις με το πρόγραμμα 3DEC, που όπως αναφέρθηκε παραπάνω βασίζεται στη μέθοδο των διακριτών στοιχείων. Στον κώδικα του προγράμματος χρειάστηκε να γίνουν ορισμένες τροποποιήσεις με σκοπό τη βελτίωση της απόδοσής του για το συγκεκριμένο πρόβλημα.

Το αριθμητικό προσομοίωμα ήταν ένα ακριβές αντίγραφο του πειραματικού, με μόνη διαφορά ότι αντί της κυκλικής διατομής των σπονδύλων χρησιμοποιήθηκε η αντίστοιχη πολυγωνική με 10 κορυφές. Για να είναι πιο ακριβής η σύγκριση των αποτελεσμάτων, ως διεγέρσεις στις αριθμητικές αναλύσεις

χρησιμοποιήθηκαν οι συνιστώσες της κίνησης της σεισμικής τράπεζας, όπως είχαν καταγραφεί σε κάθε πείραμα.

Οι ιδιότητες στις σπονδύλων καθορίστηκαν από τις φυσικές ιδιότητες του μαρμάρου με μικρές μόνο τροποποιήσεις, ώστε να επιτευχθεί καλύτερη σύγκλιση των αριθμητικών με τα πειραματικά δεδομένα. Συγκεκριμένα, για την κατακόρυφη και την οριζόντια ακαμψία χρησιμοποιήθηκε η τιμή  $1.0$  ή  $2.0 \times 10^9$  Pa/m και η γωνία τριβής ετέθη ίση με  $35^\circ$  ή  $37^\circ$ . Για την τιμή της απόσβεσης που έπρεπε να χρησιμοποιηθεί έγινε διερεύνηση, η οποία έδειξε ότι κατά τη διάρκεια της ισχυρής δόνησης η απόσβεση μπορεί να τεθεί ίση με μηδέν. Η παραδοχή αυτή παύει να είναι καλή προς το τέλος της δόνησης, επειδή οδηγεί σε μεγάλες μετακινήσεις, και επομένως, η σωστή αντιμετώπιση θα απαιτούσε την αλλαγή της τιμής της απόσβεσης σε αυτό το χρονικό διάστημα. Επειδή, όμως, από πρακτική άποψη μας ενδιαφέρει η ταλάντωση της κατασκευής όταν συμβαίνουν οι μεγάλες παραμορφώσεις, στην παρούσα εργασία υιοθετήθηκε μηδενική απόσβεση για όλη τη χρονική διάρκεια της απόκρισης.

Ενδεικτικά αποτελέσματα της σύγκρισης της αριθμητικής ανάλυσης με τα πειραματικά δεδομένα φαίνεται στα Σχήματα 3, 4 και 5. Η ακρίβεια που επετεύχθη κατά τη διάρκεια της ισχυρής δόνησης είναι πολύ ικανοποιητική, εάν λάβει κανείς υπόψη του τη μεγάλη ευαισθησία του φαινομένου, που οδηγεί στη μη επαναληψιμότητα των πειραμάτων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Μία απόλυτη ταύτιση, επομένως, αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων είναι αδύνατη, αφού αναπόφευκτα υπάρχουν διαφορές μεταξύ των δύο μοντέλων. Έτσι, εκτός από τη διαφορά στο σχήμα της διατομής των σπονδύλων, το αριθμητικό προσομοίωμα δεν μπορεί να λάβει υπόψη του μία σειρά από παράγοντες, όπως ατέλειες στις επιφάνειες επαφής, μικρά λάθη στην τοποθέτηση των σπονδύλων, μικρές αποτιμήσεις κατά μήκος των ακμών από προηγούμενα πειράματα, είσοδο σκόνης στους αρμούς κατά τη διάρκεια του λικνισμού κλπ. Παρότι σε συνήθη προβλήματα η επιρροή αυτών των παραμέτρων είναι γενικώς μικρή, στην περίπτωση που συμβαίνει λικνισμός μπορεί να είναι σημαντική.

Στο σεισμό της Καλαμάτας (Σχήμα 3), η σύγκριση είναι ικανοποιητική, τόσο στο εύρος

της ταλάντωσης όσο και στην κίνηση, εκτός από το ότι όπου η αριθμητική ανάλυση προβλέπει μετακινήσεις λόγω της μηδενικής απόσβεσης Πολύ καλή είναι η σύγκλιση των αποτελεσμάτων και η σύγκλιση με τα πειραματικά (Σχήμα 4), ανάλυση προβλέπει ακόμη και την ολισθήση των σπονδύλων. Στην περίπτωση του Αργοστολίου (Σχήμα 5) η αριθμητική ανάλυση προβλέπει καλή σύγκλιση με τα πειραματικά, τόσο στην μορφή όσο και στο φάσμα της απόκρισης. Φυσικά, η ανάλυση προβλέπει την παρατηρήθηκε στο πειραματικό, πρέπει να οφείλεται σε πειραματικό που συνέβη στις αρμοί, αφού δεν εμφανίστηκε στο πείραμα EQ14.

## 4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

### 4.1. Μοντέλα και μέθοδοι

Η παραμετρική ανάλυση παρουσιάζεται εδώ ως μεθοδολογία διαφόρων παραμέτρων κατάρρευσης. Η ανάλυση προσομοιώνει κίνηση του κίονα. Επικουρείται από τον κίονα του Δία στη Νεμέα, οι οποίες αυτών των παρουσιάζονται διαφορές μεταξύ τους, με μέγεθος όσο και στη δύναμη προς βάση είναι διαφορετικές (Σχήμα 6). Επικουρείται από τον κίονα του Δία, όπως φαίνεται στα αποτελέσματα των μεμονωμένων κίονων και για δύο κίονες επιστόλιο. Η παραμετρική ανάλυση για αρμονική διεγέρση, τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τα πειραματικά προκύπτουν για σεισμική διεγέρση.

Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα UDEC και δύο διαστάσεις. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η ανάλυση σε δύο διαστάσεις συμπεριλαμβάνει όλες τις απόψεις, όπως τη στατική, το κέντρο άξονα, που ταυτόχρονα λικνισμός κίνησης, με αποτέλεσμα να μην είναι συντηρητικά αποτελέσματα.

Ετσι παρατηρήθηκε ότι για υψηλότερα επίπεδα ταχύτητας οι διαφορές μεταξύ των συστημάτων είναι μικρότερες. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s.

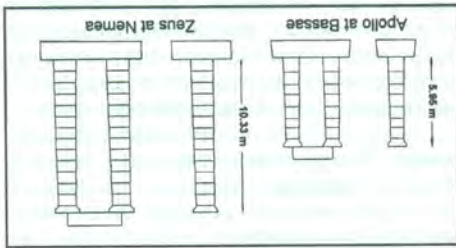
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης δίνονται στο σχήμα 4.2. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s.

4.2. Αρμονική διεύθυνση

αυξάνει το κίνδυνο καταρρέουσας κλίσης του κίονα, ή παρούσα των οποίων είναι η μέση τιμή των διαφορών. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s.

Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s.

Σχήμα 6. Περιπτώσεις κίονων που αναλύθηκαν. Figure 6. Systems considered in the analysis.



Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s.

Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s.

4.1. Μοντάκι και μέθοδος υπολογισμού

4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

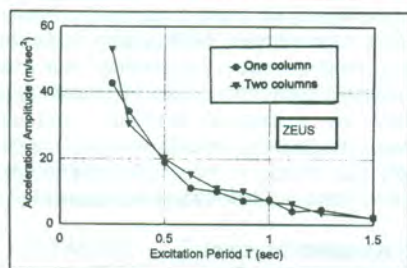
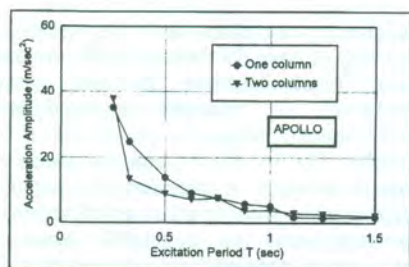
Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s.

Κατάσταση (3), η οποία είναι η μέση τιμή των διαφορών. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s. Η μέση τιμή των διαφορών είναι 0,002 m/s.



διέγερση, συνέβαινε σημαντική ολίσθηση των σπονδύλων, ιδιαίτερα στο άνω τμήμα της κατασκευής. Αντίθετα, εδαφικές κινήσεις μεγάλης περιόδου προκαλούσαν κυρίως λικνισμό στους κίονες.

Είναι ενδιαφέρον να παρατηρήσουμε ότι, για τις δεσπόζουσες περιόδους των συνήθων σεισμών, οι κίονες των ναών που εξετάστηκαν δεν φαίνεται να κινδυνεύουν με κατάρρευση. Για παράδειγμα, για περίοδο 0.25 sec, ο κίονας του ναού του Απόλλωνα δεν ανατρέπεται ούτε για επιτάχυνση 3.0 g. Η τιμή όμως αυτή μειώνεται εκθετικά με την αύξηση της περιόδου.

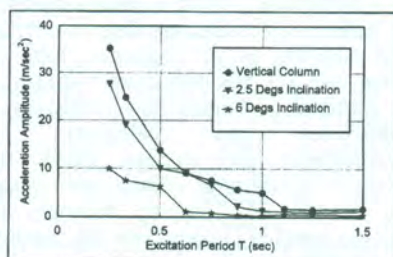


Σχήμα 7. Επιρροή της περιόδου της διέγερσης στην εδαφική επιτάχυνση που απαιτείται για κατάρρευση.  
Figure 7. Dependence of the ground acceleration, required for collapse, on the period of the excitation.

Ένα άλλο ενδιαφέρον συμπέρασμα είναι ότι η σύζευξη των δύο κίονων με ένα επιστύλιο δεν φαίνεται να αλλάζει σημαντικά τον κίνδυνο κατάρρευσης, παρότι αλλάζει η κινηματική του συστήματος. Σε άλλες περιπτώσεις η σύζευξη είναι ευνοϊκή και σε άλλες δυσμενής.

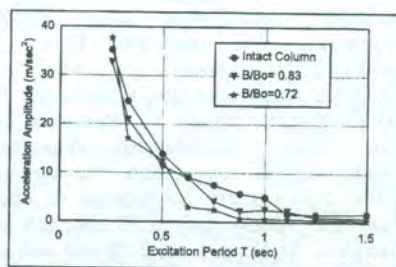
Η επιρροή δύο συνήθων τύπων ατελειών φαίνεται στα Σχήματα 8 και 9 για τον κίονα του ναού του Απόλλωνα. Στο Σχήμα 8 παρουσιάζεται η επιρροή της αρχικής κλίσης,

ατέλεια που απαντάται σε πολλούς κίονες του ναού του Απόλλωνα. Εξετάζονται περιπτώσεις που η αρχική κλίση είναι 2.5° και 6.0° και είναι προφανές ότι η ευστάθεια μειώνεται σημαντικά όσο η κλίση μεγαλώνει. Στην περίπτωση του ναού του Επικούριου Απόλλωνα, αυτό σημαίνει ότι κίνδυνος αστοχίας υφίσταται πλέον και για τοπικούς, υψίσυχνους σεισμούς.



Σχήμα 8. Επιρροή της αρχικής κλίσης στην επιτάχυνση που απαιτείται για κατάρρευση.

Figure 8. Dependence of the acceleration, required for collapse, on the initial inclination.

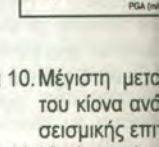
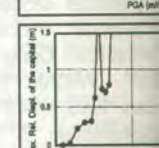
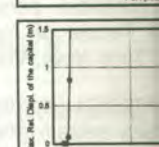
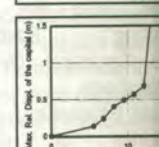
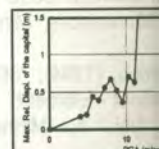


Σχήμα 9. Επιρροή της μείωσης της βάσης στην επιτάχυνση που απαιτείται για κατάρρευση.

Figure 9. Dependence of the acceleration, required for collapse, on the base reduction.

Στο Σχήμα 9 φαίνεται η επιρροή της μείωσης της επιφάνειας έδρασης στην ευστάθεια του κίονα. Η μείωση αυτή απαντάται σε πολλούς αρχαίους ναούς και οφείλεται κυρίως σε απότμηση τμήματος της βάσης από κατοίκους της περιοχής, σε μία προσπάθεια ανατροπής του κίονα.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η κατάρρευση των ατελειών κατάρρευσης είναι αθροιστική, ενώ τα αρχαία μνημεία είναι ανθεκτικά σε σεισμούς, όταν δεν παύσει να στηρίζονται στη σημερινή τους μορφή. Οι ζημιές που έχουν υποστεί είναι ευάλωτα και πολλές επεμβάσεις για την αύξηση της ευστάθειας τους.



Σχήμα 10. Μέγιστη μετατόπιση του κίονα από σεισμική επιτάχυνση.  
Figure 10. Maximum top displacement of the capital due to the seismic excitation.



εδαφική επιτάχυνση, διάρκειας τουλάχιστον τριών κύκλων.

#### 5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε αυτή την εργασία παρουσιάζονται τα αποτελέσματα πειραματικών και αριθμητικών αναλύσεων της δυναμικής συμπεριφοράς κίονων κλασικών μνημείων.

Τα πειράματα έγιναν σε ένα μαρμάρινο προσομοίωμα, σε κλίμακα 1:3, ενός κίονα του Παρθενώνα και έδειξαν την ευαισθησία της απόκρισης ακόμη και σε ασήμαντες αλλαγές των παραμέτρων. Για το λόγο αυτό, επανάλυση του ίδιου πειράματος οδηγούσε σε διαφορετικά αποτελέσματα. Επίσης, παρατηρήθηκε ότι καθαρά επίπεδες διεγέρσεις προκαλούσαν σημαντικές παραμορφώσεις και στην εκτός επιπέδου διεύθυνση. Μία άλλη παρατήρηση των πειραμάτων ήταν ότι οι παραμένουσες παραμορφώσεις στο τέλος της διέγερσης ήταν συνήθως μικρές και δεν ήταν ενδεικτικές της σημαντικής λικνιστικής ταλάντωσης του κίονα κατά τη διάρκεια της δόνησης.

Τα αποτελέσματα των πειραμάτων συγκρίθηκαν με τα αποτελέσματα τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων με το πρόγραμμα 3DEC. Με δεδομένη την ευαισθησία της απόκρισης, η σύγκριση ήταν πολύ ικανοποιητική και έδειξε ότι η μέθοδος των διακριτών στοιχείων μπορεί να προβλέψει αρκετά καλά τόσο το εύρος των μετακινήσεων όσο και το φασματικό περιεχόμενο της απόκρισης.

Με χρήση της δισδιάστατης έκδοσης UDEC του προγράμματος, έγινε μία παραμετρική διερεύνηση του εύρους της εδαφικής επιτάχυνσης που απαιτείται για να προκληθεί κατάρρευση. Εξετάστηκε η επιρροή της περιόδου μιας ημιτονικής διέγερσης καθώς και αρχικών ατελειών και συγκεκριμένα αρχικής κλίσης και μειωμένης βάσης έδρασης. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η πιθανότητα αστοχίας αυξάνεται σημαντικά για διεγέρσεις μεγάλης περιόδου και για κίονες με αρχικές ζημιές. Για σεισμικές διεγέρσεις, προκύπτουν ανάλογα συμπεράσματα, τα οποία είναι συγκρίσιμα με τα αντίστοιχα για αρμονική δόνηση διάρκειας τουλάχιστον τριών κύκλων.

#### 6. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η έρευνα που παρουσιάζεται σε αυτή την εργασία έχει γίνει στα πλαίσια του προγράμματος 61/0578 (ΠΕΝΕΔ) της Γενικής Γραμματείας Έρευνας και Τεχνολογίας και

του προγράμματος EV5V CT93 0300 (πρόγραμμα Environment) της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

#### 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Cundall, P. A. (1971), "Computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems", Proc. symp. int. soc. rock mech., Vol. 1, paper No. II-8, Nancy, France.
- Itasca Consulting Group, (1993), "UDEC, Universal Distinct Element Code", Users Manual, Vol. 1, Minneapolis, Minnesota, USA.
- Itasca Consulting Group, (1994), "3DEC: 3-Dimensional Distinct Element Code", Users Manual, Vol. 1, Minneapolis, Minnesota, USA.
- Mouzakis, H., Psycharis, I. N., Papastamatiou, D. Y., Carydis, P. G., Papantonopoulos, C. and Zambas, C. (2001), "Experimental investigation of the earthquake response of a model of a marble classical column", Earthquake Engineering and Structural Dynamics (accepted for publication).
- Papantonopoulos, C., Psycharis, I. N., Papastamatiou, D. Y., Lemos, J. V. and Mouzakis, H. (2001), "Numerical prediction of the earthquake response of classical columns using the distinct element method", Earthquake Engineering and Structural Dynamics (accepted for publication).
- Papastamatiou, D. and Psycharis, I. (1993), "Seismic response of classical monuments. A numerical perspective developed at the Temple of Apollo in Bassae, Greece", Terra Nova, Vol. 5, pp 591-601.
- Psycharis, I. N., Papastamatiou, D. Y., Cundall, P. A. and Lorig, L. (1993), "Numerical and Analytical Modeling of Greek Classical Columns", Proceedings of the 3rd Pan American Congress of Applied Mechanics - PACAM III, Sao Paulo, Brasil, 4-8 Jan. 1993, pp 487-490.
- Psycharis, I. N., Papastamatiou, D. Y. and Alexandris, A. (2000), "Parametric Investigation of the Stability of Classical Columns under Harmonic and Earthquake Excitations", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, pp 1093-1109.

## Αριθμητική ανάλυση περιόδου αποτελού

## Numerical evaluation and multi-block monu

Ε. ΜΗΤΣΟΠΟΥΛΟΥ Δρ Πο  
Β. ΠΑΣΧΑΛΙΔΗΣ Πολιτικός

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Στην παρο  
μεμονωμένων αρχαίων κ  
απόκριση των κίονων είναι  
σπονδύλων δημιουργούν  
επίλυση του προβλήματος  
υπόψη μεγάλης μετακινήσ  
γραμμικής συμπληρωματι  
τους ελληνικούς αλλά και γ

ABSTRACT: In the paper  
foundation, for various s  
numerically. The seismic  
interfaces between the str  
numerical solution spatial  
linear complementarity p  
account large displaceme  
earthquakes the columns.

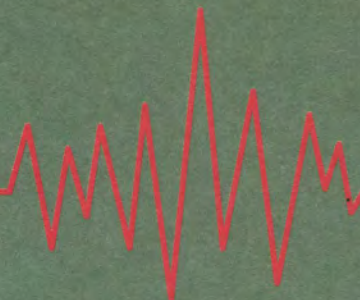
#### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην εργασία μελετάται  
απόκριση αρχαίων κίονων  
από έναν ή περισσότε  
σπονδύλους οι οποίοι  
επάνω στον άλλον χωρί  
Επομένως στις επιφάν  
σπονδύλων μπορεί να  
ολίσθηση ή αποχωρία  
συμπεριφοράς αυτής ο  
μεταβλητό ενεργό σύστη  
τη σεισμική διέγερση, οπ  
κίονων είναι εν γένει μη γρ

Εφόσον ενδιαφερόμαστ  
των κίονων σε οποιοδή  
έλεγχου της ευστάθειάς το  
να ληφθούν υπόψη μεγ



**ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΑΣ**



**2°**



**ΠΑΝΕΛΛΗΝΙΟ ΣΥΝΕΔΡΙΟ  
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ  
& ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΑΣ**



**ΤΟΜΟΣ Β'**

**Θ Ε Σ Σ Α Λ Ο Ν Ι Κ Η  
Μ Α Κ Ε Δ Ο Ν Ι Α Π Α Λ Λ Α Σ  
28- 30, Νοεμβρίου, 2001**

**ΜΕ ΤΗ ΣΥΝΕΡΓΑΣΙΑ ΤΩΝ**

**Ο.Α.Σ.Π. - Ι.Τ.Σ.Α.Κ. - Σ.Π.Μ.Ε.**

**Πειραματική διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς πάλαιων από σπλιμεντο σκυρόδεμα**

Shaking table testing of two-stored RC frames designed for different ductility classes and using different types of reinforcement

ΚΑΡΥΔΗΣ, Π. Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής Ε.Μ.Π.  
ΜΟΥΖΑΚΗΣ, Χ. Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, ΕΤΕΠ Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Πρόκειται να διαπιστωθεί πειραματικά η επίδραση της πάσωσης και του βελτιωμένου σκυροδέματος στην απόκριση μιας κατασκευής, εντάσσοντας την σε πάλαια από σπλιμεντο σκυρόδεμα διαστασιολογημένα με τον Ευρωκώδικα 8 (CEN, 1994) υποβλήθηκαν σε σεισμική καταπόνηση με τη χρήση του σεισμικού προσομοιωτήρα του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π. Τα πειράματα έγιναν για 2 διαφορετικές εντάσεις που αντιστοιχούν σε σειμό 0.15g και 0.30g. Εμφάνισαν διαφορετική συμπεριφορά της πάλαιας και του σπλιμεντο σκυροδέματος με τη διεξαγωγή πειραμάτων σε δοκίμια

ABSTRACT: An extensive experimental investigation aiming at calibrating the EC8 provisions concerning ductility and behavior factor of RC frames has been carried out using the earthquake simulation facilities at the Laboratory for Earthquake Engineering at NTUA. For this investigation, totally 9 two-stored RC frames were designed into three ductility classes in accordance to EC8. Apart from the three ductility classes, parameters being investigated also included two different types of reinforcement (Tempcore S500s and hot-rolled S400).

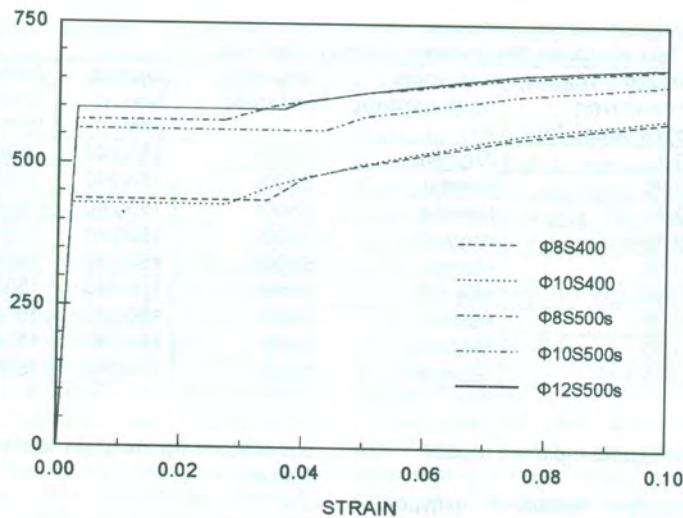
**1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Οι σύγχρονοι κανονισμοί προβλέπουν την πάλαια και τον σπλιμεντο σκυρόδεμα όσον αφορά την απόκριση σε σεισμούς, απόδοξη και κλάση. Τα πειράματα έγιναν για 2 διαφορετικές εντάσεις που αντιστοιχούν σε σειμό 0.15g και 0.30g. Εμφάνισαν διαφορετική συμπεριφορά της πάλαιας και του σπλιμεντο σκυροδέματος με τη διεξαγωγή πειραμάτων σε δοκίμια

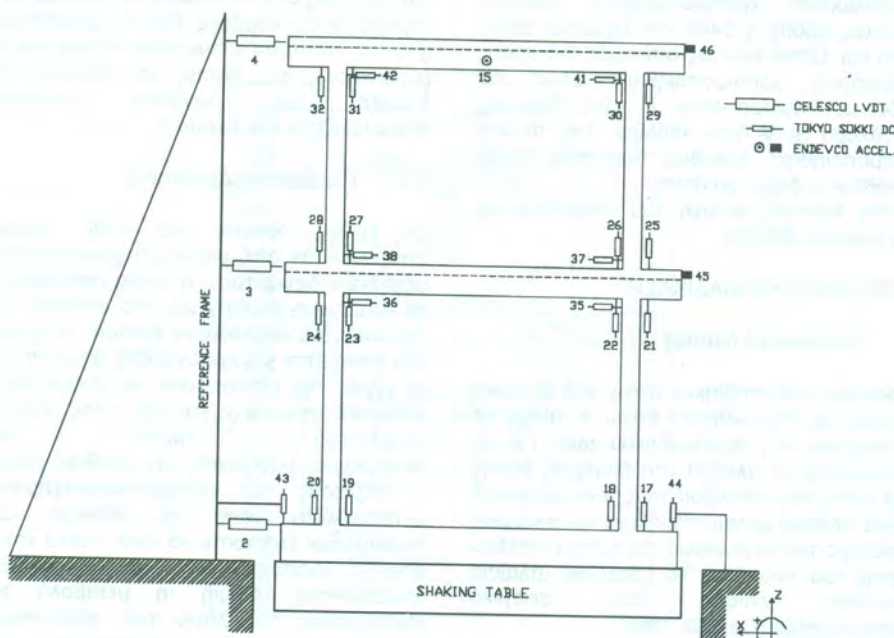
Συνολικά εντάσσονται σε πάλαια πάλαια από σπλιμεντο σκυρόδεμα σχεδίαση και καταπονήθηκαν σε σεισμική συμπεριφορά πάλαια από σπλιμεντο σκυρόδεμα διαστασιολογημένα με τον Ευρωκώδικα 8 (CEN, 1994) υποβλήθηκαν σε σεισμική καταπόνηση με τη χρήση του σεισμικού προσομοιωτήρα του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π. Τα πειράματα έγιναν για 2 διαφορετικές εντάσεις που αντιστοιχούν σε σειμό 0.15g και 0.30g. Εμφάνισαν διαφορετική συμπεριφορά της πάλαιας και του σπλιμεντο σκυροδέματος με τη διεξαγωγή πειραμάτων σε δοκίμια



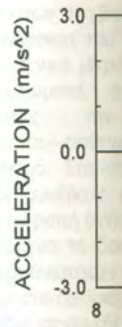




Σχήμα 2. Τυπικά διάγραμμα τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων για ράβδους οπλισμού  
 Figure 2. Typical stress-strain curves of reinforcing bars



Σχήμα 3. Τυπική διάταξη οργάνων  
 Figure 3. Typical instrumentation arrangement



Σχήμα 4. Χρονοϊστορία επιτευχθέντων επιταχύνσεων  
 Figure 4. Achieved acceleration time history

Η πρώτη σεισμική δοκιμή είχε μέγιστη επιτάχυνση ίση με την αντίστοιχη μέγιστη επιτάχυνση του σχεδιασμού. Στη συνέχεια η δοκιμή διπλασιάστηκε. Αν κρίνει κανείς από την τελευταία δοκιμή επαναλήφθηκε η δοκιμή τροποποιημένη την περίοδο. Πριν από κάθε σεισμική δοκιμή υπολογισμός των ιδίων των δοκιμών απόσβεσης κάθε δοκιμής παρουσιάζονται σε κάθε δοκιμή.

Εκτός από την απόκριση καταγράφονται μέσω των ενσωματωμένων καταγράφων επίσης παρουσιάζονται σε κάθε δοκιμή.

#### 4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

##### 4.1 Γενικά

Τα κυριότερα πειράματα παρουσιάζονται συνοπτικά στην παρούσα εργασία. Για την καλύτερη κατανόηση είναι απαραίτητο να γίνουν περαιτέρω πειράματα για το ποια είναι η επίδραση των διαφορετικών κατηγοριών κατασκευών στον σχεδιασμό των κατασκευών αναμενόμενες συνέπειες συμπεριφορά τους.

Η εισαγωγή της κατηγορίας στο σχεδιασμό επηρεάζει την αντοχή και την παραμόρφωση κατασκευής. Στην περίπτωση κατασκευής σχεδιάζεται η πλαστικότητα, η οποία μειωμένη σε σχέση

Τηλ. 85.00



Τα κυριότερα πειραματικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα. Η εικόνα αυτή δείχνει την καταγραφή της επιτάχυνσης κατά τη διάρκεια της δοκιμής. Η καταγραφή είναι γραμμική και η κλίμακα είναι 1000 m/s<sup>2</sup>. Η δοκιμή πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του συστήματος δοκιμών που περιγράφεται στην παράγραφο 4.1.

4.2 Μορφές αστοχίας και πηγαιώσεως

Η πτώση σε ελαστική διεύθυνση για κάθε δοκιμιοί είχε μέγιστη επιτάχυνση βάρους ίση με 1g. Η μέγιστη επιτάχυνση που επιτεύχθηκε ήταν 3.0g. Η δοκιμή πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του συστήματος δοκιμών που περιγράφεται στην παράγραφο 4.1. Η καταγραφή της επιτάχυνσης είναι γραμμική και η κλίμακα είναι 1000 m/s<sup>2</sup>. Η δοκιμή πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του συστήματος δοκιμών που περιγράφεται στην παράγραφο 4.1.

Τα κυριότερα πειραματικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα. Η εικόνα αυτή δείχνει την καταγραφή της επιτάχυνσης κατά τη διάρκεια της δοκιμής. Η καταγραφή είναι γραμμική και η κλίμακα είναι 1000 m/s<sup>2</sup>. Η δοκιμή πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του συστήματος δοκιμών που περιγράφεται στην παράγραφο 4.1.

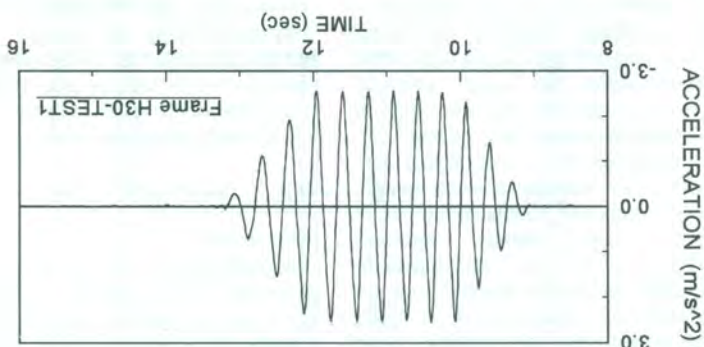
Η πτώση σε ελαστική διεύθυνση για κάθε δοκιμιοί είχε μέγιστη επιτάχυνση βάρους ίση με 1g. Η μέγιστη επιτάχυνση που επιτεύχθηκε ήταν 3.0g. Η δοκιμή πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του συστήματος δοκιμών που περιγράφεται στην παράγραφο 4.1.

4.1 Ένικα

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ

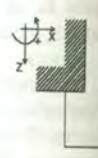
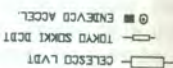
Η πτώση σε ελαστική διεύθυνση για κάθε δοκιμιοί είχε μέγιστη επιτάχυνση βάρους ίση με 1g. Η μέγιστη επιτάχυνση που επιτεύχθηκε ήταν 3.0g. Η δοκιμή πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του συστήματος δοκιμών που περιγράφεται στην παράγραφο 4.1.

Σχήμα 4. Χρονιστογραφία επιτάχυνσης στη βάση του δοκιμίου

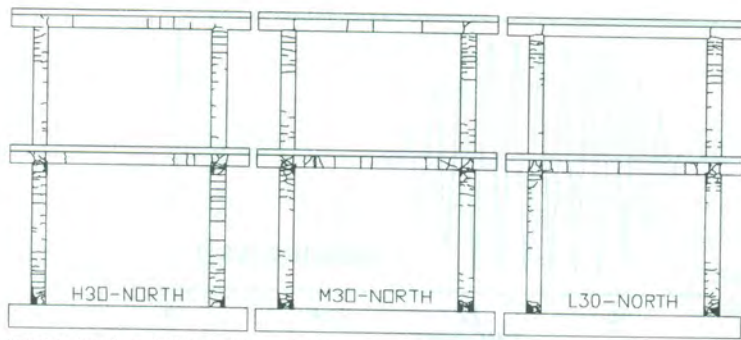


0.10

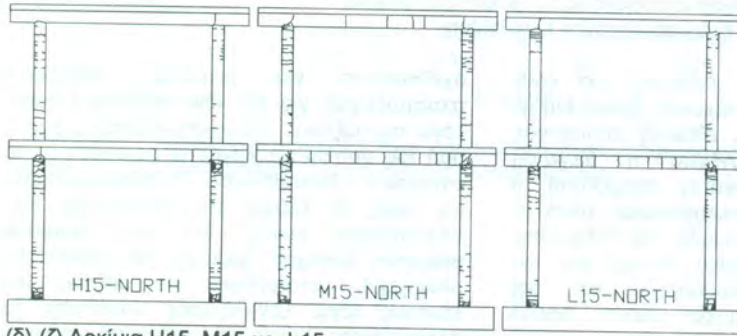
25500s
105500s
55500s
105400
55400



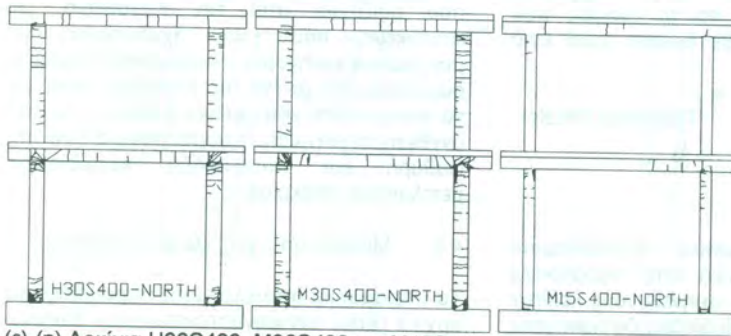
Τμήμα 85.00 €



(α)-(γ) Δοκίμια H30, M30 και L30



(δ)-(ζ) Δοκίμια H15, M15 και L15



(ε)-(η) Δοκίμια H30S400, M30S400 και M15S400

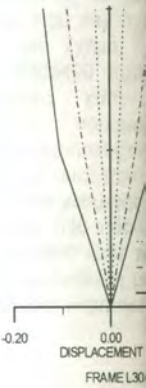
Σχήμα 5. Ρηγματώσεις δοκιμίων  
Figure 5. Crack patterns of test frames

όλα τα δοκίμια. Μέχρι το σχηματισμό του μηχανισμού, παρατηρήθηκε αποφλοίωση του

σκυροδέματος και κατεπέκταση λυγισμός ή και ακόμα θραύση του οπλισμού των

υποστυλωμάτων στη βάση από τη φιλοσοφία του υπέστησαν γενικά μικρότερα υποστυλώματα, ακολουθώντας την ακολουθία των υποστυλωμάτων – ασθενέστερον Κανονισμό. Στο φάσμα των άλλων συνέβαλε και η πλακών στην ροπή αντίστοιχα.

Συγκρινόμενα τα δοκίμια βλάβες εμφανίστηκαν εκτεταμένες στο δοκίμιο L15 στο ίδιο επίπεδο σεισμικής αναμενόμενο σύμφωνα με την παράγραφο 4.1. παρουσιάζουν και τα δοκίμια L15, M15 και H15 (σχεδίασμα 5).



Σχήμα 6. Περιβάλλον  
Figure 6. Typical displacement

#### 4.4 Υστερητική συμπεριφορά

Το διάγραμμα αλληλεπίδρασης μετακίνησης – μετακίνησης οριζόντιας μετακίνησης των δοκίμιων H30, M30 και L30 όπως φαίνεται στο Σχήμα 7. Σημειώνεται ότι η δοκίμια H30, M30 και L30 υπέστησαν δύο φορές την επιτάχυνση των σεισμών, οι τρεις πρώτοι κύκλοι των σεισμών διαγράμματα.

Από τα διαγράμματα παρατηρήσει ότι τα δοκίμια H30, M30 και L30 σχεδιάστηκαν για διαδοχική πλαστικότητα, παρουσιάζοντας υστερητική συμπεριφορά της ακαμψίας μετά το τέλος του πρώτου κύκλου και για τα τρία

κατασκευασμένων μετρητών, οι οποίοι είναι ενσωματωμένοι στην δομή των δοκιμίων M30, οι οποίοι κατασκευάζονται με τη μέθοδο της μετακίνησης του δοκιμίου που περιγράφεται στην παράγραφο 7.2. Η μετακίνηση του δοκιμίου Η30 στη μέση φάση, από τα σχήματα, η συνολική μετακίνηση των πλαισίων M30 και L30, μετακίνηση των πλαισίων M30 και L30, δείχνονται για τις εκτεταμένες μετρήσεις.

Σε αυτήν την περίπτωση, το δοκίμιο L30 παρουσιάζει μετακίνηση μεγαλύτερη από ό,τι η μετακίνηση των πλαισίων M30 και L30, γεγονός το οποίο ήταν αναμενόμενο. Όπως φαίνεται από τα σχήματα, η συνολική μετακίνηση του δοκιμίου Η30 στη μέση φάση, από τα σχήματα, η συνολική μετακίνηση των πλαισίων M30 και L30, φαίνεται ότι τα πλαίσια M30 και L30, αντίστοιχα, μετακινούνται με την ίδια ποσότητα, αλλά με αντίθετη φορά.

Το διάγραμμα αλληλεπίδρασης τέλους βάρης - μετακίνηση οροφής για τα πλαίσια M30, L30 και H30 όπως καταγράφηκαν σε τρεις διαδοχικές δοκιμές φαίνονται στο Σχήμα 7. Σημειώνεται ότι για την τελική δοκιμή η οποία είχε μέγιστη επιτάχυνση βάσης 0,20g, η επιτάχυνση σχεδίασμού, μόνο οι τρεις πρώτοι κύκλοι παρουσιάζονται στα διαγράμματα.

Από τα διαγράμματα αυτά, μπορεί κανείς να παρατηρήσει ότι τα πλαίσια αν και διακρίνονται, είναι σχετικά κοντά μεταξύ τους. Ο ρυθμός μετακίνησης ακαριαίας μετά το τέλος δοκιμής, ήταν ο ίδιος και για τα τρία πλαίσια. Με μια πιο

Σχήμα 6. Τυπικά μετακινηθέντα σχήματα

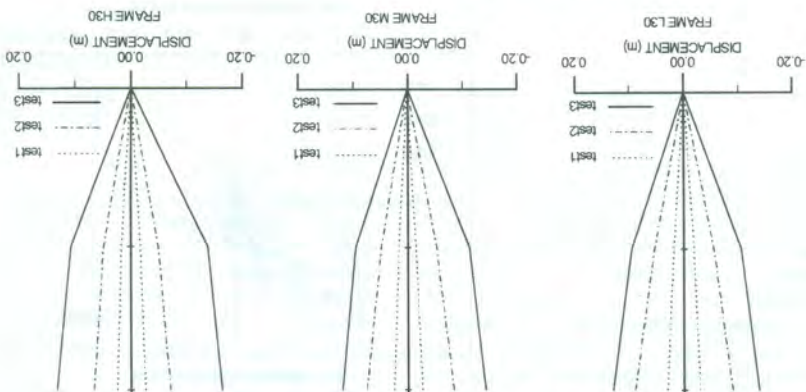


Figure 6. Typical displaced shapes

4.4 Υπερήχητη συμπεριφορά δοκιμίων

Οι τυπικές περιβάλλοντες μετακινήσεις όπως φαίνονται στα διαγράμματα αυτά, μετακινούνται με την ίδια ποσότητα, αλλά με αντίθετη φορά. Η μετακίνηση των δοκιμίων Η30, ενώ η μετακίνηση του δοκιμίου Η30 είναι μεγαλύτερη από ό,τι η μετακίνηση των δοκιμίων M30 και L30, γεγονός το οποίο ήταν αναμενόμενο. Όπως φαίνεται από τα σχήματα, η συνολική μετακίνηση του δοκιμίου Η30 στη μέση φάση, από τα σχήματα, η συνολική μετακίνηση των πλαισίων M30 και L30, φαίνεται ότι τα πλαίσια M30 και L30, αντίστοιχα, μετακινούνται με την ίδια ποσότητα, αλλά με αντίθετη φορά.

4.3 Μετακινήσεις

σημαντικές. Η μετακίνηση των δοκιμίων Η30, ενώ η μετακίνηση του δοκιμίου Η30 είναι μεγαλύτερη από ό,τι η μετακίνηση των δοκιμίων M30 και L30, γεγονός το οποίο ήταν αναμενόμενο. Όπως φαίνεται από τα σχήματα, η συνολική μετακίνηση του δοκιμίου Η30 στη μέση φάση, από τα σχήματα, η συνολική μετακίνηση των πλαισίων M30 και L30, φαίνεται ότι τα πλαίσια M30 και L30, αντίστοιχα, μετακινούνται με την ίδια ποσότητα, αλλά με αντίθετη φορά.

Τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης τέλους βάρης - μετακίνηση οροφής για τα πλαίσια M30, L30 και H30, οι οποίοι καταγράφηκαν σε τρεις διαδοχικές δοκιμές φαίνονται στο Σχήμα 6. Σημειώνεται ότι για την τελική δοκιμή η οποία είχε μέγιστη επιτάχυνση βάσης 0,20g, η επιτάχυνση σχεδίασμού, μόνο οι τρεις πρώτοι κύκλοι παρουσιάζονται στα διαγράμματα.

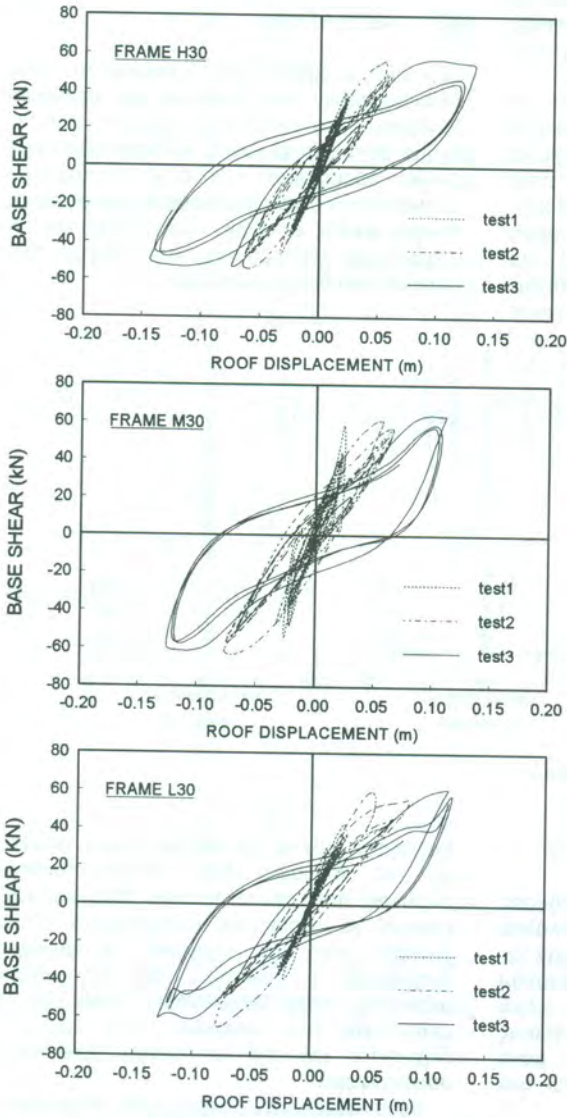
Από τα διαγράμματα αυτά, μπορεί κανείς να παρατηρήσει ότι τα πλαίσια αν και διακρίνονται, είναι σχετικά κοντά μεταξύ τους. Ο ρυθμός μετακίνησης ακαριαίας μετά το τέλος δοκιμής, ήταν ο ίδιος και για τα τρία πλαίσια. Με μια πιο

μετακίνηση του δοκιμίου Η30 στη μέση φάση, από τα σχήματα, η συνολική μετακίνηση των πλαισίων M30 και L30, φαίνεται ότι τα πλαίσια M30 και L30, αντίστοιχα, μετακινούνται με την ίδια ποσότητα, αλλά με αντίθετη φορά.

παρουσίασε συμπεριφορά μεταξύ της συμπεριφοράς των δοκιμών H30 και L30.

Η σύγκριση μεταξύ των πλαισίων L15, M15 και H15 (σχεδιασμένα με μέγιστη εδαφική

επιτάχυνση ίση με 0.15g), όσο αφορά την πλαστιμότητα ήταν παρόμοια με αυτή των δοκιμών L30, M30 και H30.

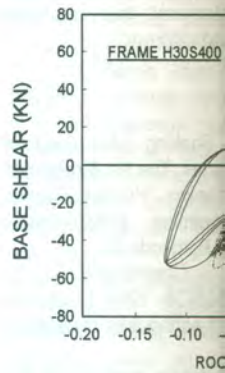


Σχήμα 7. Βρόχοι υστέρησης για τα πλαίσια M30, M30 και L30  
Figure 7. Measured hysteretic relations for frames L30, M30 and L30

4.5 Επιρροή της πα...  
υστερητική συμπτ...

Η συνολική υστερητική συμπεριφορά των δοκιμών επηρεάζεται από την παρουσία κρίσιμων κόμβων δοκίμων. Στη συνέχεια, η μεταλαστικότητα των κόμβων εξαρτάται σε μεγάλο ποσοστό και τα χαρακτηριστικά του σπλισμού. Στο θέμα αυτό, ο σπλισμός S400 οδηγεί σε βελτιωμένη υστερητική συμπεριφορά. Φαίνονται οι βρόχοι υστέρησης βάσης-μετακίνηση οροφής για το δοκίμιο H30S400, το οποίο χρησιμοποιώντας χάλυβα S500. Το δοκίμιο H30 της τριτοβάθμιας υστερητικής συμπεριφοράς χρησιμοποιήθηκε σπλισμός S500.

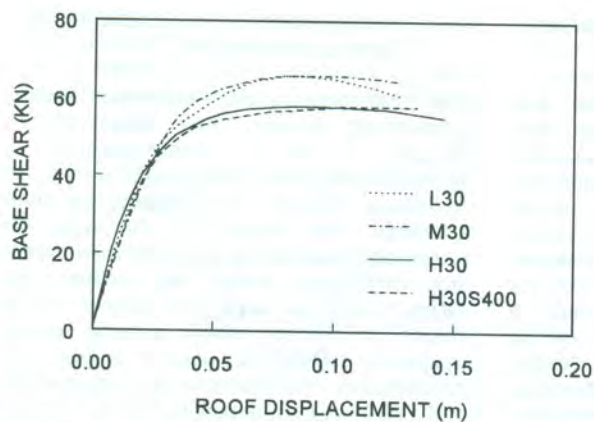
Συγκρίνοντας το δοκίμιο H30S400 με το αντίστοιχο H30 που σχεδιάστηκε με σπλισμό S500 φαίνεται στο Σχήμα 7, ότι το δοκίμιο H30S400 παρουσίασε μεγαλύτερη υστερητική ενέργεια κατά την ανελαστική παραμόρφωση. Αυτό οφείλεται σε σχέση με αυτό που παρατηρήθηκε στο δοκίμιο H30 παρατηρήθηκε στο σπλισμό S500 κατά τη διάρκεια της δοκιμής, σε αντίθεση με το οποίο δεν παρατηρήθηκε.



Σχήμα 8. Βρόχος υστέρησης για το πλαίσιο H30S400  
Figure 8. Measured hysteretic relation for frame H30S400

Τιμή 85,00 €





Σχήμα 9. Περιβάλλουσες διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης- μετατόπιση οροφής  
Figure 9. Typical base shear vs. roof displacement envelop relationships

## 5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τα πειραματικά αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στην παρούσα εργασία, εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

A. Όλα τα πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα που εξετάστηκαν, επέδειξαν μεγαλύτερη αντοχή από την αντίστοιχη απαίτηση αντοχής του σχεδιασμού. Ως συνέπεια αυτού, μπόρεσαν να αποκριθούν στο σεισμό σχεδιασμού χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες.

B. Τα πλαίσια που σχεδιάστηκαν για μεγάλη κατηγορία πλαστιμότητας υπέστησαν σχετικά εκτεταμένες βλάβες σε σεισμική διέγερση μεγάλης έντασης λόγω της μικρής αντίστασης που επέδειξαν, ως αποτέλεσμα της υψηλής τιμής του δείκτη συμπεριφοράς στο σχεδιασμό. Αυτό βρίσκεται σε αντίθεση με τα πλαίσια που σχεδιάστηκαν για μικρή κατηγορία πλαστιμότητας. Στην πραγματικότητα, λόγω της σχετικά μεγάλης αντίστασης, στα πλαίσια τα οποία σχεδιάστηκαν για μικρή κατηγορία πλαστιμότητας προκλήθηκαν μικρότερες διαρροές συγκρινόμενα με αυτά που σχεδιάστηκαν για μεγάλη κατηγορία πλαστιμότητας για την ίδια ένταση σεισμικής διέγερσης.

Γ. Μέχρι τη στιγμή εμφάνισης του μηχανισμού κατάρρευσης, τα πλαίσια που σχεδιάστηκαν για μεγαλύτερη κατηγορία πλαστιμότητας έδειξαν πιο σταθερή υστερητική

συμπεριφορά από τα πλαίσια με χαμηλή κατηγορία πλαστιμότητας.

Δ. Όπως ήταν αναμενόμενο, η απαιτούμενη πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων είναι μεγαλύτερη σε πλαίσια για μεγάλη κατηγορία πλαστιμότητας σε σχέση με αυτά για μικρή κατηγορία. Για παράδειγμα, η πλαστιμότητα που προέκυψε από τα πειράματα για το πλαίσιο H30 ήταν της τάξης του 4.3 συγκρινόμενη με 3.7 και 3.2 για τα πλαίσια M30 και L30 αντίστοιχα.

E. Η χρήση του χάλυβα S400 αντί του χάλυβα ποιότητας S500 είχε ως αποτέλεσμα τη βελτίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς και την αύξηση της πλαστιμότητας.

## 6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Carydis, P.G. (1997) Shaking table tests of reinforced concrete frames. The No 8 report to the European Commission "Human Capital and Mobility " Programme: Prenormative Research in Support of Eurocode 8.  
CEN (European Commission for Standardization) TC250/SC8, 1994. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures.  
Tassios, T., P. (1993) Model analysis of RC structures subjected to seismic or cyclic loading, In F. A. Noor (ed.) Small Scale Modelling of Concrete Structures. Elsevier Applied Science Publishers.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Η σεισμική μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις από δευτερογενείς αιτίες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα με θεωρητικά αποτελέσματα.

ABSTRACT: Seismic vul deformations that can be liquefaction etc. In this paper pipelines under such load predictions.

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η χρήση των υπόγειων με σημαντικούς ρυθμούς αγωγούς αποτελούνται τους τα δίκτυα ύδρευσης. Επίσης, υπόγειοι αγωγοί στα δίκτυα φυσικού αερίου τηλεπικοινωνιών, ηλεκτρικών. Ακόμη και οι οδικές σήραγγες του μετρό, μπορούν υπόγειοι αγωγοί. Με την σεισμικότητα του καθίσταται αναγκαία αντισεισμικής προστασίας αγωγών, καθώς πιθανόν να καταστήσει μη λειτουργικές εγκαταστάσεις που διακινούνται, πληγεί.



συνέχεια τα δοκίμια επισκευάστηκαν και ενισχύθηκαν. Για να διερευνηθεί η επίδραση του τύπου επισκευής και ενίσχυσης στη συμπεριφορά των δοκιμίων, τα ενισχυμένα και επισκευασμένα δοκίμια διεγέρθηκαν με τον ίδιο σεισμό, η επιτάχυνση του οποίου αυξανόταν με βήματα όπως και στα αρχικά δοκίμια.

## 2. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΟΚΙΜΙΩΝ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ

Οι εξωτερικές διαστάσεις της κάτοψης για όλα τα δοκίμια ήταν  $2.75 \times 2.20 \text{ m}^2$  και το συνολικό τους ύψος ήταν 3.08m. Η μόνη διαφορά όσο αφορά τη γεωμετρία μεταξύ των δοκιμίων ήταν ότι το ύψος των τόξων στα ανοίγματα ήταν 0.25 m για τα δοκίμια από τούβλα και 0.15 m για τα δοκίμια από φυσική λίθο.

Οι διαστάσεις των τούβλων ήταν  $210 \times 100 \times 52 \text{ mm}$  με πυκνότητα  $1570 \text{ Kg/m}^3$  και αντοχή σε θλίψη ίση με 39MPa. Οι ακανόνιστοι φυσικοί λίθοι που χρησιμοποιήθηκαν ήταν καλής ποιότητας με αντοχή αρκετά ψηλή. Εδώ πρέπει να αναφερθεί ότι για το εύκολο κόψιμο των λίθων από τους κτίστες, οι πέτρες που επιλέχθηκαν ήταν μάλλον ψαθυρές. Η σύνθεση του κονιάματος που χρησιμοποιήθηκε ήταν: 200Kg άμμος, 10Kg Υδραυλική Άσβεστος, 10Kg Υδράσβεστος σε μορφή σκόνης και 40kg νερό. Η θλιπτική αντοχή που επιτεύχθηκε ήταν μέση τιμή 0.63MPa με ελάχιστο 0.47MPa και μέγιστο 0.81MPa. Το συνολικό βάρος κάθε ενός δοκιμίου από συμπαγή τούβλα ήταν 97.50kN και 138kN για κάθε ένα δοκίμιο από λιθοδομή. Για να είναι τα δοκίμια δυναμικά όμοια με τις πρότυπες κατασκευές, χρησιμοποιήθηκε η τεχνική της πρόσθετης μάζας: 54.64kN στον πρώτο όροφο και 30.34kN στο δεύτερο όροφο για το δοκίμιο από συμπαγή τούβλα και 67.50kN στον πρώτο όροφο και 41.50kN στο δεύτερο όροφο για το δοκίμιο από λιθοδομή. Για λόγους κωδικοποίησης τα δοκίμια κωδικοποιήθηκαν με τα ονόματα: I1, M1 και L1 τα αρχικά δοκίμια από τούβλα και N1, O1 και P1 τα αρχικά δοκίμια από λιθοδομή.

Ος διεγερση χρησιμοποιήθηκαν το ισχυρό τμήμα της κατακόρυφης και των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού της 23 Νοεμβρίου 1980 που καταγράφηκε στο Calitri της Ιταλίας. Η διάρκεια της διεγερσης ήταν 23.17sec. Η μέγιστη επιτάχυνση βάσης που αναπτύχθηκε και οι συντελεστές μεγέθυνσης δίνονται στον Πίνακα 1. Η μεταβολή των ιδιοσυχνοτήτων δίνεται στον Πίνακα 2.

## 3. ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΔΟΚΙΜΙΩΝ

Το δοκίμιο από συμπαγή τούβλα, I1, υπέστη εκτεταμένες βλάβες στην περιοχή μεταξύ των υπερθύρων των ανοιγμάτων του πρώτου ορόφου και του κάτω τμήματος των ανοιγμάτων του δεύτερου ορόφου. Μεγαλύτερες ρωγμές παρατηρήθηκαν στη περιοχή που βρίσκεται πάνω από τα υπερθύρα του δεύτερου ορόφου. Οι ξύλινες δοκοί στις θέσεις στήριξης τους στην τοιχοποιία έσπρωξαν τους αντίστοιχους τοίχους. Ρωγμές λόγω στρέψης παρατηρήθηκαν επίσης, κυρίως κατά μήκος του νότιου, ανατολικού και δυτικού τοίχου του πρώτου ορόφου.

Το δοκίμιο από συμπαγή τούβλα, L1, υπέστη σχεδόν τις ίδιες βλάβες όπως το δοκίμιο I1. Μια αξιοσημείωτη διαφορά παρουσιάστηκε στο πάνω τμήμα του δοκιμίου λόγω της διαφορετικής κατανομής των μαζών στο σημείο αυτό. Εκεί, παρατηρήθηκε μειωμένη ρηγμάτωση στο ανατολικό και δυτικό τμήμα στην περιοχή πάνω από τα υπερθύρα του δεύτερου ορόφου ενώ περισσότερο ρηγματωμένο εμφανίστηκε το δοκίμιο στη νότια και βόρεια πλευρά στην περιοχή αυτή, συγκρινόμενο πάντα με το δοκίμιο I1. Για την ακρίβεια, στο δοκίμιο I1 όλα τα κατακόρυφα φορτία που αντιστοιχούσαν στο δεύτερο όροφο επιβάλλονταν μόνο στο πάνω τμήμα του βόρειου και νότιου τοίχου, ενώ σε όλα τα άλλα πειράματα τα φορτία επιβάλλονταν μέσω των πατωμάτων.

Το δοκίμιο από συμπαγή τούβλα, M1, υπέστη τις ίδιες βλάβες όπως τα δοκίμια I1 και L1. Οι ρωγμές κατανέμονταν στην περιοχή μεταξύ υπερθύρων πρώτου ορόφου και κάτω τμήματος ανοιγμάτων του δεύτερου ορόφου και στην περιοχή πάνω από τα υπερθύρα του δεύτερου ορόφου.

Το πέτρινο δοκίμιο, N1, υπέστη σχεδόν του ίδιου τύπου βλάβες όπως τα δοκίμια από τούβλα αλλά σε μεγαλύτερο βαθμό.

Το πέτρινο δοκίμιο, O1, υπέστη τις ίδιες βλάβες όπως και τα άλλα δοκίμια, σε χαμηλότερο όμως επίπεδο σεισμικής έντασης σε σχέση με όλα τα άλλα δοκίμια.

Το πέτρινο δοκίμιο, P1, υπέστη τις ίδιες βλάβες όπως και τα άλλα δοκίμια.

Πίνακας 1. Μέγιστες  
Table 1. Peak base

Δοκίμιο	Μέγιστη ε
	Υ
I1	1.46
L1	1.63
M1	1.55
N1	1.07
O1	0.85
P1	1.23

Πίνακας 2. Μεταβολή  
Table 2. Decreases

Δοκίμιο	Αριθμός Δοκιμής
I1	Πρώτη Τελευταία
L1	Πρώτη Τελευταία
M1	Πρώτη Τελευταία

## 4. ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ

Για όλα τα δοκίμια, επισκευής και ενίσχυσης είναι η ακόλουθη:

α. Κλείσιμο των ρωγμών με Mortar.  
β. Πλευρική περίσφιξη των δοκίμια με μεταλλικά δοκίμια ελατήρια χρησιμοποιήθηκαν μόνιμης πλευρικής θλίψης διάρκειας του πειράματος ελατηρίων ήταν πενήντα επισκευές που εφαρμόστηκαν. Σχήματα 1 μέχρι 6.

γ. Τοποθέτηση 45.3mm στις δύο πλευρές ανοιγμάτων, στο δεύτερο όροφο. Οι περιοχές γύρω από ενισχύθηκαν περισσότερα δύο μεταλλικές γωνίες πλευρές των ανοιγμάτων.

Όπως φαίνεται και στα σχέδια ο μηχανισμός μπορεί να αναλυθεί σε δύο τύπους ενίσχυσης:

Κατά τον πρώτον τοποθετήθηκαν οριζόντιοι Φ12 γύρω από τα ξύλινα

Τιμή 35,00 €





ράβδοι όπως στην προηγούμενη περίπτωση και επιπρόσθετα φύλλα αντεπικολλητής ξυλείας μεταξύ των οριζόντιων δοκών και των τοίχων. Με τον τρόπο αυτό η δράση των τενόντων κατανέμεται σε μεγαλύτερη περιοχή της τοιχοποιίας, επιτυγχάνεται καλύτερη συνεργασία μεταξύ μεταλλικών δοκών και τοιχοποιίας καθώς επίσης η τριβή μεταξύ τοιχοποιίας και μεταλλικών δοκών αυξάνεται δραστικά. Το μέγεθος της εφελκυστικής δύναμης που εφαρμόστηκε ήταν της τάξης που αναφέρεται στα σχήματα.

Αρχικά, κάθε τύπος ενίσχυσης που αναφέρθηκε πιο πάνω προβλεπόταν να εφαρμοστεί σε κάθε ένα από τα τρία δοκίμια από τούβλα και σε κάθε ένα από τα δοκίμια από πέτρα.

Κατά την εξέλιξη όμως των πειραμάτων και τη συλλογή των αποτελεσμάτων και των παρατηρήσεων, γινόταν τροποποίηση στις τεχνικές επισκευής και ενίσχυσης. Για παράδειγμα, ο δεύτερος τύπος ενίσχυσης καταργήθηκε αφού αποδείχθηκε ότι η απευθείας σύνδεσης των μεταλλικών δοκών πάνω στην τοιχοποιία ήταν επιβλαβής. Για το λόγο αυτό, ο τύπος ενίσχυσης I και III τροποποιήθηκαν. Σε κάθε ένα από τα δοκίμια, εφαρμόστηκε τελικά η ακόλουθη μέθοδος επισκευής και ενίσχυσης.

Κατά αντιστοιχία με τα αρχικά δοκίμια τα επισκευασμένα δοκίμια κωδικοποιούνται I2, M2, L2 τα δοκίμια από τούβλα και N2, O2, P2 τα δοκίμια από πέτρα.

Δοκίμιο I2, τύπος ενίσχυσης I για τοιχοποιία από συμπαγή τούβλα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1:

Κλείσιμο ρωγμών με μη συρρικνούμενο κονίαμα.

Εφαρμογή του πρώτου τύπου ενίσχυσης με μεταλλικές γωνίες να επεκτείνονται από την οροφή του δοκιμίου μέχρι ύψος 0.95m από τη βάση του.

Ενίσχυση των τόξων του δεύτερου ορόφου με δύο μεταλλικές λάμες 45.3mm και στις δύο πλευρές των τόξων.

Δοκίμιο L2, τύπος ενίσχυσης II για τοιχοποιία από συμπαγή τούβλα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2:

Αφού σφραγίστηκαν οι ρωγμές με κονίαμα, εξασφαλίστηκε η διαφραγματική λειτουργία με τη χρήση μεταλλικών δοκών διατομής UPN100 στο πάνω μέρος του δοκιμίου και στο μέσο του ύψους του.

Δοκίμιο M2, τύπος ενίσχυσης III για τοιχοποιία από συμπαγή τούβλα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3:

Κλείσιμο ρωγμών με κονίαμα.

Χρησιμοποίηση φύλλων αντεπικολλητής ξυλείας και μεταλλικών δοκών

Ενίσχυση των τόξων του δεύτερου ορόφου με δύο μεταλλικές λάμες 45.3mm και στις δύο πλευρές των τόξων (ίδιο όπως το δοκίμιο I2).

Δοκίμιο N2, τύπος ενίσχυσης IV για τοιχοποιία από φυσικό λίθο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4:

Κλείσιμο ρωγμών με κονίαμα.

Χρήση της ενίσχυσης τύπου I, αλλά με τις κατακόρυφες μεταλλικές γωνίες να εκτείνονται μέχρι τη βάση του δοκιμίου όπου και συγκολλήθηκαν.

Δοκίμιο O2, τύπος ενίσχυσης V για τοιχοποιία από φυσικό λίθο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5:

Κλείσιμο ρωγμών με κονίαμα.

Χρήση της ενίσχυσης τύπου I, με τις κατακόρυφες μεταλλικές γωνίες να εκτείνονται μέχρι τη βάση του δοκιμίου όπου και συγκολλήθηκαν.

Ενίσχυση των τόξων του πρώτου ορόφου με γωνίες L60.6 και στις δύο πλευρές των τόξων.

Δοκίμιο P2, τύπος ενίσχυσης VI για τοιχοποιία από φυσικό λίθο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6:

Κλείσιμο ρωγμών με κονίαμα.

Χρήση της ενίσχυσης τύπου III.

Ενίσχυση των τόξων του πρώτου ορόφου με μεταλλικές λάμες 45.3mm και στις δύο πλευρές των τόξων.

## 5. ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΕΠΙΣΚΕΥΑΣΜΕΝΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΩΝ ΔΟΚΙΜΙΩΝ

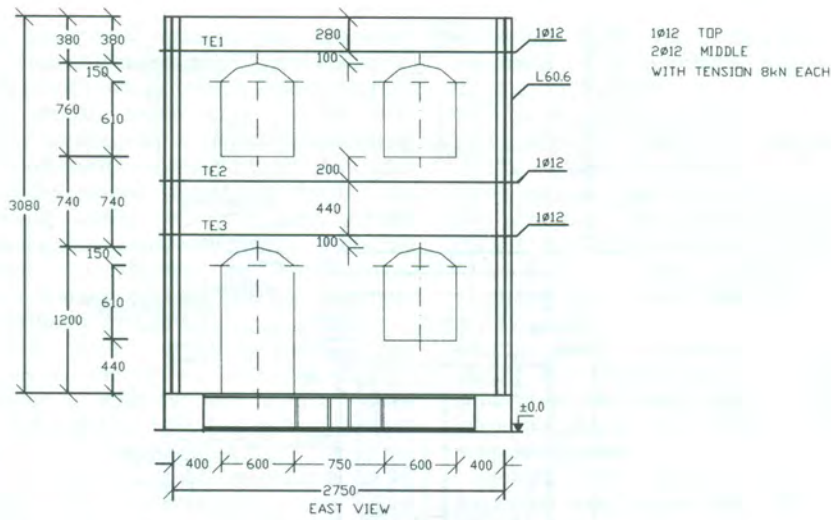
Το ενισχυμένο δοκίμιο I2, αν και διεγέρθηκε τρεις με τέσσερις φορές ισχυρότερα από το δοκίμιο I1, οι ρωγμές που παρατηρήθηκαν ήταν ομοιόμορφα κατανεμημένες σε όλο το δοκίμιο. Οι σχετικά μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις που παρατηρήθηκαν στη νότια πλευρά μεταξύ πάνω μέρους δοκιμίου και υπερθύρων δεύτερου ορόφου κατά τη διάρκεια των πειραμάτων, δεν ήταν εμφανείς μετά το τέλος των δοκιμών. Τα στρεπτικά φαινόμενα ήταν πιο εμφανή στον πρώτο όροφο.

Σχήμα 1.  
Figure 1.

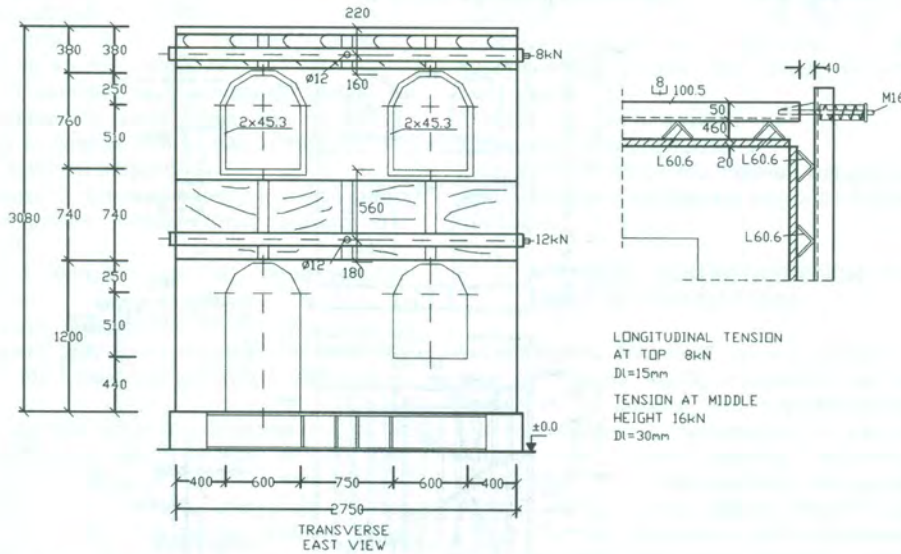
Σχήμα 2.  
Figure 2.

1001  
85 20 €





Σχήμα 3. Τύπος επισκευής III, Δοκίμιο M2, για τις υπόλοιπες λεπτομέρειες, βλ. Σχήμα 2  
 Figure 3. Type of strengthening III. Model M2. For the rest details, see Figure 2.



Σχήμα 4. Τύπος επισκευής IV, Δοκίμιο N2, για τις υπόλοιπες λεπτομέρειες, βλ. Σχήμα 1  
 Figure 4. Type of strengthening IV. Model N2. For the rest details, see Figure 1.

Τιμή  
85,00 €

Figure 6: Τύπος ενίσχυσης VI, Δοκίμιο P2, για τις υποδομές λεπτομέρειες, βλ. Σχήμα 3  
Type of strengthening VI, Model P2, for the rest details, see Figure 3.

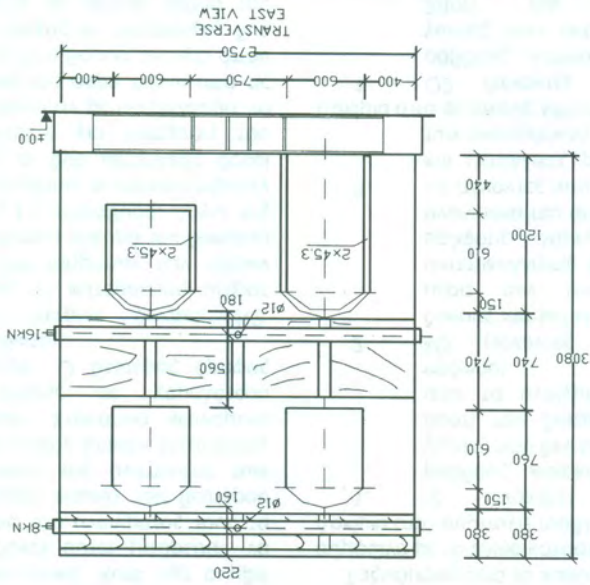


Figure 5: Τύπος ενίσχυσης V, Δοκίμιο O2, για τις υποδομές λεπτομέρειες, βλ. Σχήμα 1  
Type of strengthening V, Model O2, for the rest details, see Figure 1.

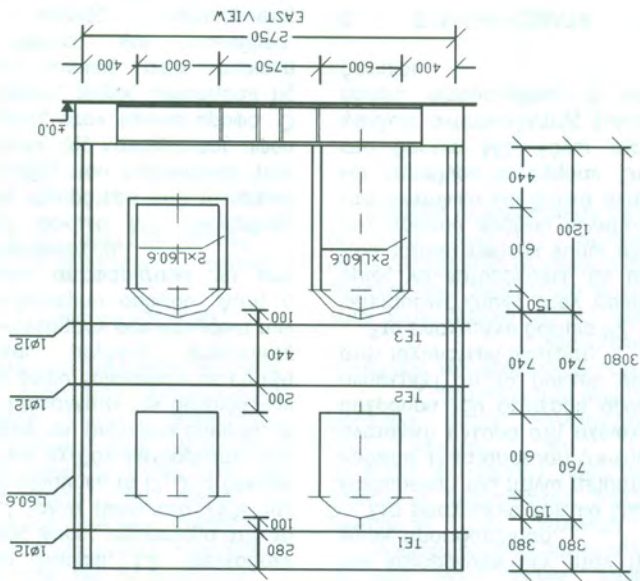


Figure 1: λεπτομέρειες, βλ. Σχήμα 1  
Details, see Figure 1.

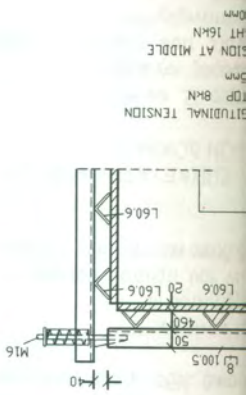


Figure 2: λεπτομέρειες, βλ. Σχήμα 2  
Details, see Figure 2.

Figure 3: λεπτομέρειες, βλ. Σχήμα 3  
Details, see Figure 3.

85,00 €

Το ενισχυμένο δοκίμιο, L2, διεγέρθηκε σχεδόν δυο φορές ισχυρότερα από το αρχικό δοκίμιο L1, αλλά μόνο στο 75% της διέγερσης που υποβλήθηκε το I2. Στο δοκίμιο αυτό παρατηρήθηκε σχεδόν κατάρρευση των τοξοτών υπερθύρων του δεύτερου ορόφου, οι μεταλλικοί δοκοί προκάλεσαν την αστοχία των τοίχων στις θέσεις όπου βρίσκονταν σε επαφή με αυτούς και μεγάλες στρεπτικές παραμορφώσεις συνέβησαν στα κατώφλια των παραθύρων του δεύτερου ορόφου. Αυτή η μέθοδος ενίσχυσης αποφασίστηκε να μην χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια.

Το ενισχυμένο δοκίμιο M2, διεγέρθηκε σχεδόν δύο φορές ισχυρότερα από το αρχικό δοκίμιο M1. Οι βλάβες που παρουσίασε ήταν πολύ κοντά σε αυτές της κατάρρευσης αφού ήταν συγκεντρωμένες στον πρώτο όροφο. Ο ανατολικός και δυτικός τοίχος υπέστησαν τις κυριότερες ζημιές κυρίως στην περιοχή ανάμεσα σε πόρτες και παράθυρα. Παρατηρήθηκε επίσης κατακόρυφος διαχωρισμός των τοίχων στις δύο αυτές πλευρές λόγω της κακής τεχνικής κατασκευής των γωνιών. Λόγω της ύπαρξης των φύλλων αντεπικολλητής ξυλείας που τοποθετήθηκε στο ύψος του πρώτου ορόφου η ολική κατάρρευση του δοκιμίου αποφεύχθηκε. Αυτό είχε συμβεί λόγω του ότι οι δοκοί αυτοί μπόρεσαν να αναλάβουν στο μέσο του ανοίγματος τους τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία του δεύτερου ορόφου, κυρίως λόγω της ανάπτυξης των μεγάλων δυνάμεων τριβής μεταξύ τοιχοποιίας και ξύλινων φύλλων. Στρεπτικά φαινόμενα παρατηρήθηκαν επίσης σε χαμηλότερα τμήματα του δοκιμίου. Ο δεύτερος όροφος παρέμεινε σχεδόν άθικτος.

Το ενισχυμένο πέτρινο δοκίμιο N2, κατέρρευσε πλήρως. Η κατάρρευση άρχισε από την αστοχία δύο τμημάτων των τοίχων στην ανατολική και δυτική πλευρά του δοκιμίου ανάμεσα σε πόρτες και παράθυρα. Λόγω της αστοχίας των τοίχων αυτών οι οποίοι στήριζαν τις ξύλινες δοκούς, οι δύο μεταλλικές δοκοί που χρησιμοποιήθηκαν για ενίσχυση του δοκιμίου, υπερφορτίστηκαν με αποτέλεσμα να παρατηρηθεί στροφή στα άκρα πάνω από τις θέσεις στήριξης τους. Στη βόρεια πλευρά όπου υπήρχε συμπαγής τοίχος οι αντίστοιχες δύο μεταλλικές έσπρωξαν το μεσαίο τμήμα του τοίχου. Το ίδιο συνέβηκε αμέσως και στη νότια πλευρά. Το δοκίμιο για κάποια στιγμή στηριζόταν μόνο στις τέσσερις κατακόρυφες δοκούς οι οποίες είχαν συγκολληθεί στη βάση του δοκιμίου. Οι συνθήκες που προκάλεσαν

την κατάρρευση δεν ήταν προβλέψιμες και χωρίς προειδοποίηση.

Στο ενισχυμένο δοκίμιο O2, παρατηρήθηκε κατάρρευση του πάνω τμήματος του δεύτερου ορόφου. Η κατάρρευση ξεκίνησε από τη νότιο-ανατολική πλευρά στη περιοχή πάνω από τα υπέρθυρα του δεύτερου ορόφου. Πρέπει να αναφερθεί ότι το δοκίμιο αυτό υποβλήθηκε στην ισχυρότερη διέγερση.

Στο ενισχυμένο δοκίμιο P2, παρατηρήθηκαν εκτεταμένες ζημιές στον πρώτο όροφο χωρίς όμως να καταρρεύσει. Οι μεταλλικές λάμες που τοποθετήθηκαν γύρω από τα ανοίγματα του πρώτου ορόφου λύγισαν. Οι δύο τοίχοι στα ανατολικά και δυτικά ανάμεσα σε πόρτες και παράθυρα αστόχησαν. Όπως συνέβη και στο δοκίμιο M2, λόγω της ύπαρξης των φύλλων αντεπικολλητής ξυλείας στον πρώτο όροφο αποφεύχθηκε η κατάρρευση του δοκιμίου.

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συγκρίνοντας τη συμπεριφορά των ενισχυμένων και επισκευασμένων δοκιμίων και των αντίστοιχων μεθόδων ενίσχυσης και επισκευής τα δοκίμια ταξινομούνται ως εξής:

Ταξινόμηση από το καλύτερο στο χειρότερο σύμφωνα με το υλικό κατασκευής τους:

Δοκίμια από συμπαγή τούβλα

1. I2 (τένοντες από μεταλλικές ράβδους, κατακόρυφες μεταλλικές γωνίες που δεν εκτείνονταν μέχρι τη βάση του δοκιμίου, λάμες γύρω από τα ανοίγματα του δεύτερου ορόφου).
2. M2 (τένοντες από μεταλλικές δοκούς και μεταλλικές ράβδους στα μέσα των ανοιγμάτων, φύλλα αντεπικολλητής ξυλείας στους δύο ορόφους, λάμες γύρω από τα ανοίγματα του δεύτερου ορόφου).
3. L2 (τένοντες από μεταλλικές δοκούς και μεταλλικές ράβδους στα μέσα των ανοιγμάτων).

Δοκίμια από φυσικούς λίθους

1. O2 (τένοντες από μεταλλικές ράβδους, κατακόρυφες μεταλλικές γωνίες που εκτείνονταν μέχρι τη βάση του δοκιμίου και συγκολλούνται, γωνιακά γύρω από τα ανοίγματα του πρώτου ορόφου).
2. P2 (τένοντες από μεταλλικές δοκούς και μεταλλικές ράβδους στα μέσα των ανοιγμάτων, φύλλα αντεπικολλητής ξυλείας στους δύο

ορόφους, ανοίγματα τ  
3. N2 (τένον  
ράβδους, κ  
γωνίες που  
βάση το  
συγκολλούν  
γύρω από τ  
Για τις τεχνικές που ακο  
ακόλουθες παρατηρήσ  
Για την εφαρμογή της  
πράξη απαιτείται η κα  
δοκού (π.χ. από οπλισ  
από τη θεμελίωση.  
καταλήξουν και θα στερ

1. BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ  
 Caridis, P., Mouzakis, H., Benedetti, D. and Pezzoli, P. (1998) 11<sup>th</sup> ECEE

3. ορόφους, γάμεις γύρω από τα ανοίγματα του πρώτου ορόφου). ΝΖ (τέλονταις από μεταλλικές ράβδους, κατακόρυφες μεταλλικές γωνίες που εκτελούνται με χρομίτη και σκυροκονία, καμία ενίσχυση γύρω από τα ανοίγματα). Για τις τεχνικές που ακολούθησαν ισχύουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις: Για την επάρκεια της επέμβασης αυτής στην πράξη απαιτείται η κατασκευή μιας ισχυρής δοκού (π.χ. από οπλισμένο σκυρόδεμα) γύρω κατά μήκος και θα στερεωθούν τα γωνιακά.

3. ορόφους, γάμεις γύρω από τα ανοίγματα του πρώτου ορόφου). ΝΖ (τέλονταις από μεταλλικές ράβδους, κατακόρυφες μεταλλικές γωνίες που εκτελούνται με χρομίτη και σκυροκονία, καμία ενίσχυση γύρω από τα ανοίγματα). Για τις τεχνικές που ακολούθησαν ισχύουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις: Για την επάρκεια της επέμβασης αυτής στην πράξη απαιτείται η κατασκευή μιας ισχυρής δοκού (π.χ. από οπλισμένο σκυρόδεμα) γύρω κατά μήκος και θα στερεωθούν τα γωνιακά.

ΕΜΑΤΑ

85.00