



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σεισμική απόκριση καλωδιωτής γέφυρας σε πολλαπλούς σεισμούς

ΦΟΙΤΗΤΡΙΑ

ΓΕΩΡΓΙΟΥ ΖΩΝΑΡΑ ΛΥΔΙΑ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

Δρ. Παναγιώτα Κατσιμπίνη

ΠΑΤΡΑ, ΜΑΙΟΣ 2026

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια των σπουδών μου στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου και αποτελεί το αποτέλεσμα μιας εκτεταμένης ερευνητικής προσπάθειας πάνω στη μη γραμμική δυναμική απόκριση τεχνικών έργων μεγάλης κλίμακας.

Αντικείμενο της μελέτης αποτέλεσε η ανάλυση της συμπεριφοράς μιας κρεμαστής γέφυρας μεγάλου ανοίγματος, με ιδιαίτερη έμφαση στον τρόπο που οι διαδοχικές σεισμικές διεγέρσεις και η αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης επηρεάζουν τα κύρια δομικά της στοιχεία. Μέσα από τη διερεύνηση πραγματικών σεισμικών ακολουθιών, όπως αυτές των περιοχών Coalinga και Imperial, επιχειρήθηκε η καταγραφή των μέγιστων δυνάμεων στα καλώδια ανάρτησης. Η εργασία επεκτάθηκε στην αξιολόγηση της συσσωρευμένης καταπόνησης, αναδεικνύοντας τη σημασία της μη γραμμικής απόκρισης της θεμελίωσης στην τελική ευστάθεια του φορέα.

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στην επιβλέπουσα της εργασίας τη Δρ. Παναγιώτα Κατσιμπίνη. Η επιστημονική της καθοδήγηση, οι καίριες υποδείξεις της και η εμπιστοσύνη που μου δόθηκε ήταν καθοριστικής σημασίας για την εμβάθυνση στα σύνθετα προβλήματα της σεισμικής μηχανικής που πραγματεύεται η παρούσα μελέτη.

Επιπλέον, ευχαριστώ τους καθηγητές του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών για το υψηλό επίπεδο γνώσεων που μου προσέφεραν καθ' όλη τη διάρκεια της φοίτησής μου.

Κλείνοντας, ένα ξεχωριστό ευχαριστώ ανήκει στην οικογένειά μου. Η αδιάλειπτη υποστήριξη, η ενθάρρυνση και η υπομονή τους αποτέλεσαν το στήριγμα μου για την ολοκλήρωση αυτής της απαιτητικής διαδρομής.

ΣΕΛΙΔΑ 1

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

«Σεισμική απόκριση καλωδιωτής γέφυρας σε πολλαπλούς σεισμούς»

Η παρούσα μελέτη παρουσιάζει τη μη γραμμική σεισμική ανάλυση μιας κρεμαστής γέφυρας μεγάλης κλίμακας υπό την επίδραση πολλαπλών διαδοχικών σεισμικών καταγραφών. Αναπτύχθηκε ένα λεπτομερές τρισδιάστατο (3D) μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων στο λογισμικό SAP2000, το οποίο ενσωματώνει πυλώνες τύπου CFST (χαλύβδινους σωλήνες πληρωμένους με σκυρόδεμα), σύμμικτο κατάστρωμα και σύστημα ανάρτησης με κύριο καλώδιο. Η καινοτομία της εργασίας έγκειται στη συνδυασμένη εξέταση δύο κρίσιμων παραγόντων που συχνά μελετώνται ανεξάρτητα: τη μη γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης με πασσάλους και τη διαδοχική σεισμική φόρτιση.

Η αλληλεπίδραση εδάφους-πασσάλου μοντελοποιείται μέσω μη γραμμικών καμπυλών ελατηρίων p-y, t-z και Q-z εξαρτώμενων από το βάθος, οι οποίες υλοποιούνται ως πολυγραμμικά πλαστικά στοιχεία συνδέσμων (Multi-Linear Plastic Link elements), αποτυπώνοντας την πλήρη μη γραμμική εγκάρσια και αξονική απόκριση της ομάδας πασσάλων διαμέτρου 1,8 m και μήκους 60 m. Ταυτόχρονα, η δομική απόκριση αξιολογείται υπό πραγματικές σεισμικές ακολουθίες αντί για μεμονωμένα γεγονότα, αντιμετωπίζοντας τη συσσωρευμένη βλάβη την οποία οι συμβατικές αναλύσεις συστηματικά υποτιμούν.

Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι ο συνδυασμός της μη γραμμικότητας της θεμελίωσης και της επαναλαμβανόμενης σεισμικής φόρτισης ενισχύει σημαντικά τις εσωτερικές δυνάμεις και τις απαιτήσεις παραμόρφωσης σε κρίσιμα δομικά στοιχεία. Αυτό υπογραμμίζει την ανεπάρκεια των τυπικών παραδοχών σχεδιασμού που

βασίζονται σε μεμονωμένα γεγονότα και σε παραδοχή σταθερής βάσης (fixed-base) για γέφυρες μεγάλου ανοίγματος

ΣΕΛΙΔΑ 2

ABSTRACT

«Seismic Response of Cable stayed Bridge under multiple Earthquakes»

This study presents the nonlinear seismic analysis of a large-scale suspension bridge under multiple sequential earthquake records. A detailed 3D finite element model is developed in SAP2000, incorporating CFST pylons, a composite deck, and a main cable suspension system.

The novelty of this work lies in the combined treatment of two critical and often independently studied factors: nonlinear pile foundation behavior and sequential seismic loading. Soil-pile interaction is modeled through depth-dependent p-y, t-z, and Q-z nonlinear spring curves implemented as Mul-ti-Linear Plastic Link elements, capturing the full nonlinear lateral and axial response of the 1.8 m diameter, 60 m long pile group.

Simultaneously, the structural response is evaluated under real seismic sequences rather than single events, addressing the cumulative damage that conventional analyses systematically underestimate. Results demonstrate that the combination of foundation nonlinearity and repeated seismic loading significantly amplifies internal forces and deformation demands on critical structural components, highlighting the inadequacy of standard single-event, fixed-base design assumptions for long-span bridges.

ΣΕΛΙΔΑ 3

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Ευχαριστίες	1
Περίληψη	2
Abstract	3
1. Εισαγωγή	
1.1 Σεισμική απόκριση καλωδιωτής γέφυρας	5
1.2 Τεχνητά Νευρωνικά Δίκτυα (ANN)	8
1.3 Ανθεκτικότητα γεφυρών που εκτίθενται σε φυσικούς κινδύνους	14
1.4 Απόδοση παραδοσιακών υποστυλωμάτων (RC)	18
2. Περιγραφή Κατασκευής	
2.1 Πυλώνες και Θεμελίωση	20
2.2 Κατάστρωμα και Φορέας	22
2.3 Σύστημα Καλωδίων	23

3. Φορτία Γέφυρας

..... 4. Θεμελίωση

Κρεμαστής Γέφυρας

5. Πολλαπλοί σεισμοί και σύμμικτα μέλη

6. Αποτελέσματα Αναλύσεων

6.1 Σεισμός Coalinga45

6.2 Σεισμός Chalfant62

6.3 Σεισμός Imperial82

6.4 Σεισμός Mammoth108

7. Ραβδογράμματα

8. Λέξεις Κλειδιά

9. Βιβλιογραφία

ΣΕΛΙΔΑ 4

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 – ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι καλωδιωτές γέφυρες αποτελούν ένα από τα πλέον εξελιγμένα συστήματα για την κάλυψη μεγάλων ανοιγμάτων στη σύγχρονη δομοστατική μηχανική, διαφοροποιούμενα δομικά από τις κρεμαστές γέφυρες ως προς τον τρόπο μεταφοράς των φορτίων. Ενώ στις κρεμαστές γέφυρες το κατάστρωμα αναρτάται από έναν κύριο φορέα μέσω κατακόρυφων αναρτήρων, στις καλωδιωτές τα φορτία μεταφέρονται απευθείας στους πυλώνες μέσω κεκλιμένων καλωδίων, γεγονός που προσφέρει αυξημένη δυσκαμψία στον φορέα. Η σύγχρονη μηχανική ενσωματώνει σε αυτά τα έργα καινοτόμα υλικά και διατομές, με χαρακτηριστικό παράδειγμα τους σύμμικτους **πυλώνες τύπου CFST** (Concrete-Filled Steel Tubes), οι οποίοι συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα του χάλυβα και του σκυροδέματος για την επίτευξη υψηλής φέρουσας ικανότητας και ανώτερης σεισμικής συμπεριφοράς.

Παράλληλα, η εξέλιξη των συστημάτων προστασίας έχει οδηγήσει στην υιοθέτηση προηγμένων μεθόδων απόσβεσης ενέργειας, όπως το σύστημα «**seesaw**» (τραμπάλα).

Το σύστημα αυτό, αποτελούμενο από ελκυστήρες, έναν κεντρικό μοχλό και ιξώδεις αποσβεστήρες, λειτουργεί ανακατανέμοντας τα πλευρικά φορτία και διαχέοντας τη σεισμική ενέργεια μέσω ελεγχόμενων κινήσεων. Η αποτελεσματικότητά του είναι ιδιαίτερα σημαντική περιορίζοντας ταυτόχρονα τις μετακινήσεις του καταστρώματος και ενισχύοντας τη δομική μακροζωία της κατασκευής.

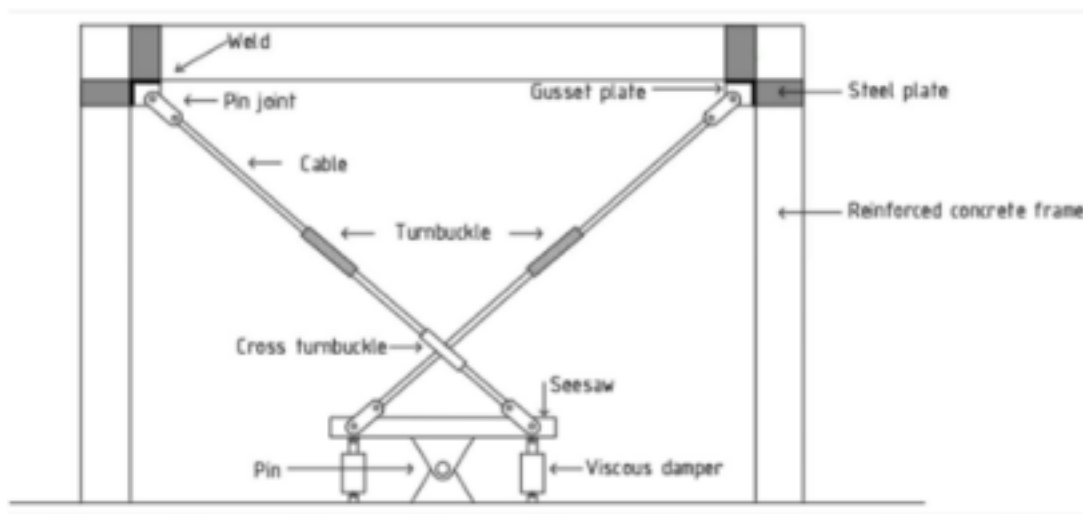
Τέλος, η ακριβής ανάλυση αυτών των σύνθετων έργων απαιτεί τη συνεκτίμηση της **αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI)** και των φαινομένων χωρικής μεταβλητότητας. Η παράλειψη της ενδοσιμότητας του εδάφους μπορεί να οδηγήσει σε υποτίμηση των καταπονήσεων, καθώς η ευκαμψία της θεμελίωσης αυξάνει τις ιδιοπεριόδους δόνησης, ενώ η χωρική μεταβλητότητα της εδαφικής κίνησης και η σταδιακή διέλευση των κυμάτων επηρεάζουν καθοριστικά τη δυναμική απόκριση του φορέα. Η ενσωμάτωση αυτών των παραμέτρων στον σχεδιασμό είναι απαραίτητη για τη διασφάλιση της ανθεκτικότητας των κρίσιμων υποδομών έναντι σύνθετων σεισμικών δράσεων.

ΣΕΛΙΔΑ 5

Το πρώτο άρθρο με τίτλο Σεισμική απόκριση καλωδιωτής γέφυρας με γέμισμα σκυροδέματος και πυλώνες από χαλύβδινο σωλήνα (CFST) εξοπλισμένοι με το σύστημα τραμπάλας των Κατσιμπίνη et al (2024), εξετάζει την συμπεριφορά μιας καλωδιωτής γέφυρας που χρησιμοποιεί πυλώνες από χαλύβδινους σωλήνες πληρωμένους με σκυρόδεμα (CFST) και είναι εξοπλισμένη με το καινοτόμο σύστημα απόσβεσης ενέργειας “seesaw”. Κύριος στόχος της μελέτης είναι η αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας αυτού του συστήματος στον περιορισμό των σεισμικών επιπτώσεων στη γέφυρα, εξετάζοντας παράλληλα την κρίσιμη επίδραση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI). Η υπό εξέταση πεζογέφυρα έχει συνολικό μήκος 30 μέτρα, αποτελούμενη από δύο ανοίγματα των 15 μέτρων και υποστηρίζεται από έναν κεντρικό πυλώνα CFST ύψους 12 μέτρων. Πρόκειται για μια νέα μέθοδο απόσβεσης ενέργειας που αποτελείται από τρία κύρια μέρη: ελκυστήρες (braces), έναν μοχλό (seesaw) και ιξώδεις αποσβεστήρες (fluid viscous dampers - FVDs). Το σύστημα αυτό λειτουργεί ανακατανέμοντας τα πλευρικά φορτία και διαχέοντας τη σεισμική ενέργεια μέσω ελεγχόμενων κινήσεων.

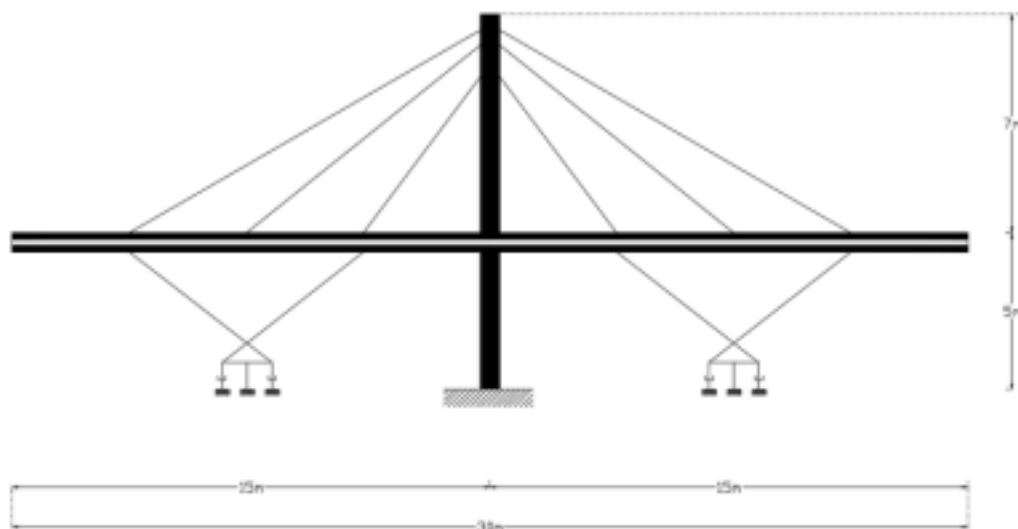
Για τις ανάγκες της μελέτης, δημιουργήθηκε ένα λεπτομερές μοντέλο πεπερασμένων

στοιχείων στο λογισμικό SAP2000, το οποίο υποβλήθηκε σε 11 πραγματικές σεισμικές καταγραφές χωρίς καμία τροποποίηση πλάτους, προκειμένου να αποτυπωθεί η ρεαλιστική απόκριση της κατασκευής. Η μοντελοποίηση περιέλαβε ανεξάρτητα ελατήρια και αποσβεστήρες για την προσομοίωση συνθηκών εδάφους τύπου C, αναδεικνύοντας τη σημασία της ελαστικότητας του εδάφους στη δυναμική συμπεριφορά του συστήματος. Συγκεκριμένα η τέμνουσα βάσης μειώθηκε έως και 48% (από 247 σε 127 kN), ενώ οι μετακινήσεις του καταστρώματος περιορίστηκαν έως 79,3% και οι επιταχύνσεις κατά 58,3%. Η έρευνα συμπεραίνει ότι το σύστημα προσφέρει μια ευέλικτη και αποδοτική λύση που επιτρέπει οικονομικότερο σχεδιασμό θεμελίωσης, ενισχύει τη δομική μακροζωία και εγγυάται την ασφάλεια των χρηστών.



Εικόνα 1.1 Το σύστημα seesaw (Katsimpini et al 2024)

ΣΕΛΙΔΑ 6



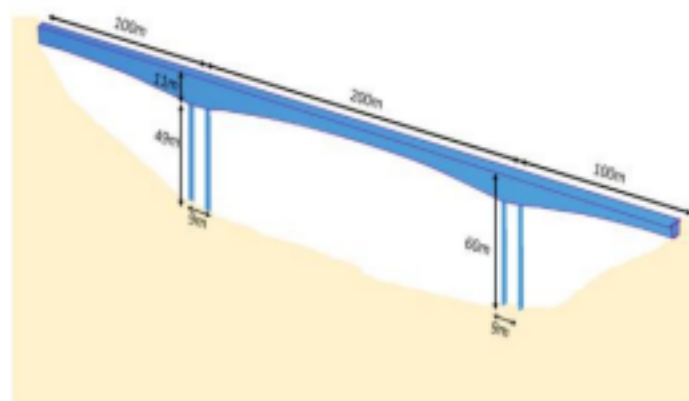
Εικόνα 1.2 Προβολή της γέφυρας εξοπλισμένη με το σύστημα seesaw Πηγή : Katsimpini et al (2024)

Οι Katsimpini et al (2024) σε μια άλλη εργασία τους (Μη Γραμμική Ανάλυση Γεφυρών με Συνυπολογισμό της Αλληλεπίδρασης Εδάφους-Κατασκευής και των

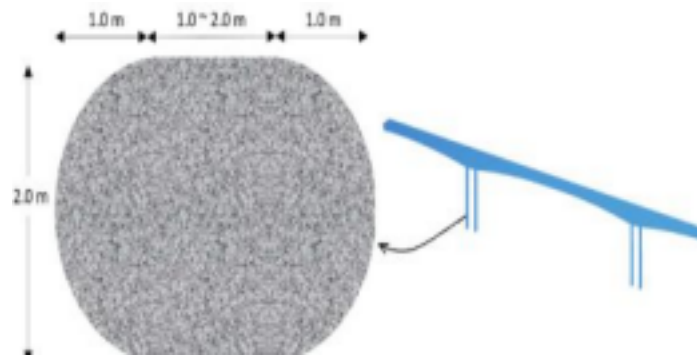
Φαινομένων Διάδοσης Κυμάτων υπό Συνδυασμένα Φορτία Τρένου και Σεισμικά Φορτία Κοντινού Ρήγματος) παρουσιάζουν ένα εξελιγμένο αριθμητικό πλαίσιο για την ανάλυση προεντεταμένων τσιμεντένιων γεφυρών που υπόκεινται σε ταυτόχρονα δυναμικά φορτία από διερχόμενα τρένα και σεισμούς κοντινού ρήγματος. Η έρευνα χρησιμοποιεί τρισδιάστατα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων και μη γραμμικά μοντέλα υλικών για να αναδείξει πώς η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (SSI) και τα φαινόμενα διάδοσης σεισμικών κυμάτων επηρεάζουν τη δομική απόκριση.

Τα αποτελέσματα αποδεικνύουν ότι η παράλειψη αυτών των παραγόντων οδηγεί σε σημαντική υποτίμηση των καταπονήσεων της γέφυρας, καθώς η ευκαμψία του εδάφους αυξάνει τις ιδιοπεριόδους δόνησης έως και 10% και η χωρική μεταβλητότητα της εδαφικής κίνησης μπορεί να ενισχύσει την απόκριση έως και 1,25 φορές. Ένα ιδιαίτερα κρίσιμο εύρημα είναι ότι ο συνδυασμός σεισμού και τρένου είναι πιο επικίνδυνος σε χαμηλές ταχύτητες διέλευσης (π.χ. 30 km/h), επειδή η παρατεταμένη παρουσία του τρένου πάνω στη γέφυρα επιτρέπει μεγαλύτερη αλληλεπίδραση με τη σεισμική διέγερση. Συνολικά, η μελέτη υπογραμμίζει την ανάγκη για πιο σύνθετες μεθοδολογίες σχεδιασμού που να ενσωματώνουν πολλαπλούς ταυτόχρονους κινδύνους για τη διασφάλιση της ανθεκτικότητας των σιδηροδρομικών υποδομών.

ΣΕΛΙΔΑ 7



Εικόνα 1.3 Γεωμετρία προεντεταμένης γέφυρας από σκυρόδεμα (*Katsimpini et al 2024*)

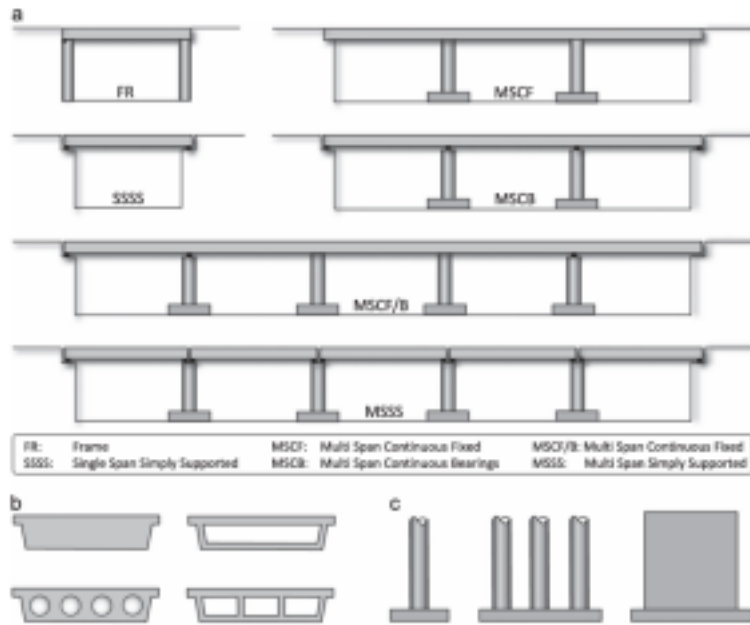


Εικόνα 1.4 Διατομή του βάθρου της γέφυρας (*Katsimpini et al 2024*)

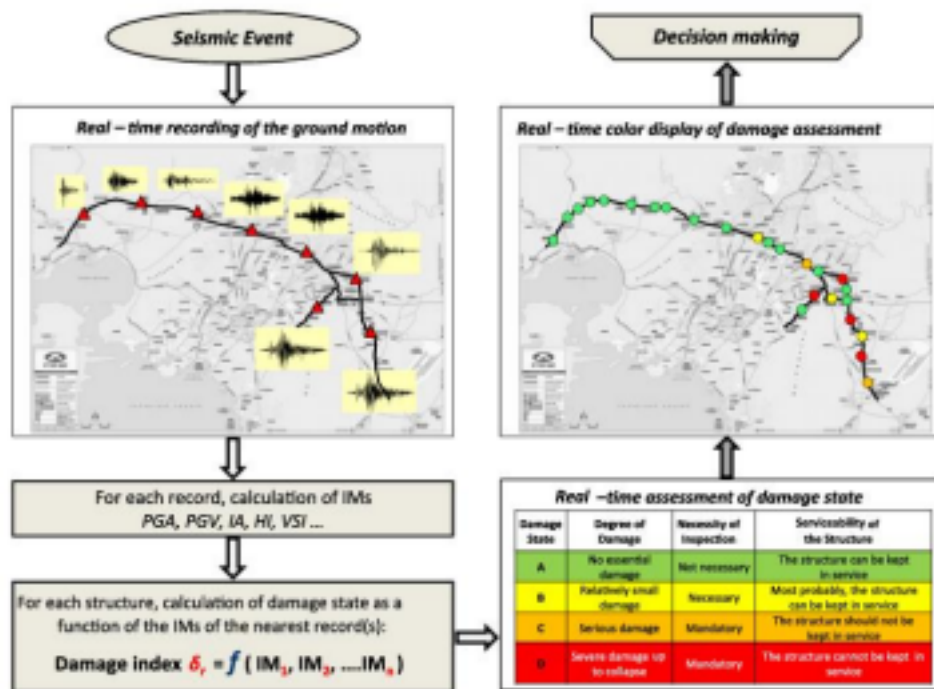
Σε μια άλλη μελέτη οι Anastasopoulos et al (2015) εξέτασαν την ανάπτυξη μιας απλοποιημένης μεθοδολογίας για την ανάλυση της συμπεριφοράς γεφυρών σε αυτοκινητόδρομους, με σκοπό την ενσωμάτωση της σε συστήματα ταχείας απόκρισης (RARE). Η ανάγκη αυτή προέκυψε από το γεγονός ότι οι γέφυρες αποτελούν ένα από τα πιο ευάλωτα σημεία των οδικών δικτύων και μόνο η γρήγορη αξιολόγηση της κατάστασης τους μετά από έναν σεισμό μπορεί να αποφύγει κρίσιμα ατυχήματα. Ως βάση της έρευνας χρησιμοποιήθηκε η Αττική Οδός, όπου μελετήθηκε μια τυπική γέφυρα άνω διάβασης που αντιπροσωπεύει το 30% περίπου των γεφυρών του δικτύου. Λόγω της τεράστιας υπολογιστικής ισχύος που απαιτούν οι 3D αναλύσεις και των πολύ πιο απλών μοντέλων (SDOF) καθιστώντας τα πιο ανακριβή, χρησιμοποιήθηκε τελικά το προτεινόμενο System C. Με τον τρόπο αυτό ενσωμάτωσαν τη στρεπτική και καμπτική αντίσταση του καταστρώματος μέσω ελατηρίων προσφέροντας υψηλή ακρίβεια και επιτρέποντας ταχύτερη αξιολόγηση των ζημιών.

ΣΕΛΙΔΑ 8

Η μελέτη ενσωματώνει τη μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (SSI) χρησιμοποιώντας ένα σύστημα ελατηρίων που επιτρέπει την πρόβλεψη κρίσιμων φαινομένων. Η μέθοδος αυτή επιβεβαίωσε την αξιοπιστία της με πραγματικά δεδομένα από τους σεισμούς της Λευκάδας και του Αιγίου. Έτσι δημιουργήθηκε ένας άμεσος “χάρτης ζημιών” σε πραγματικό χρόνο προσφέροντας πολύτιμη βοήθεια στη γρήγορη λήψη αποφάσεων για τη λειτουργία ή το κλείσιμο του αυτοκινητόδρομου.



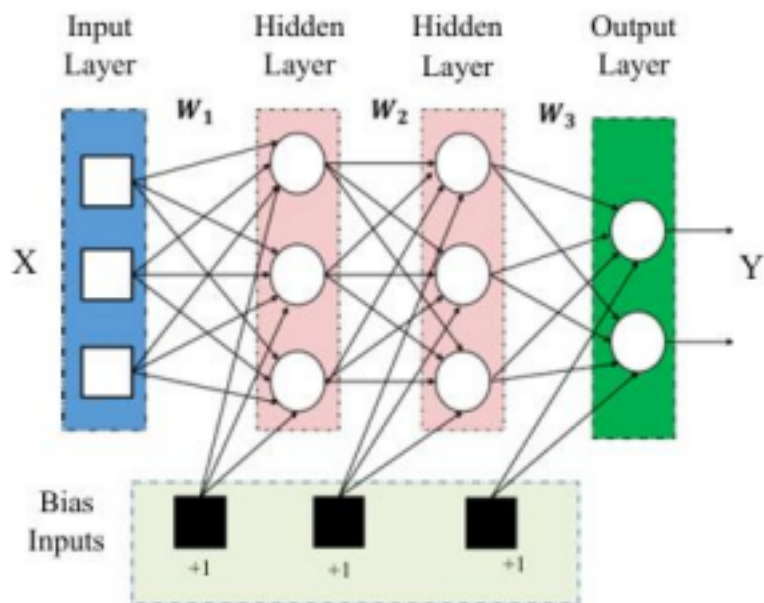
Εικόνα 1.5 Ταξινόμηση των γεφυρών της Αττικής Οδού: (α) δομικές τυπολογίες, (β) τυπικές διατομές καταστρώματος και (γ) τυπικές τυπολογίες βάθρων.
(Anastasopoulos et al 2015)



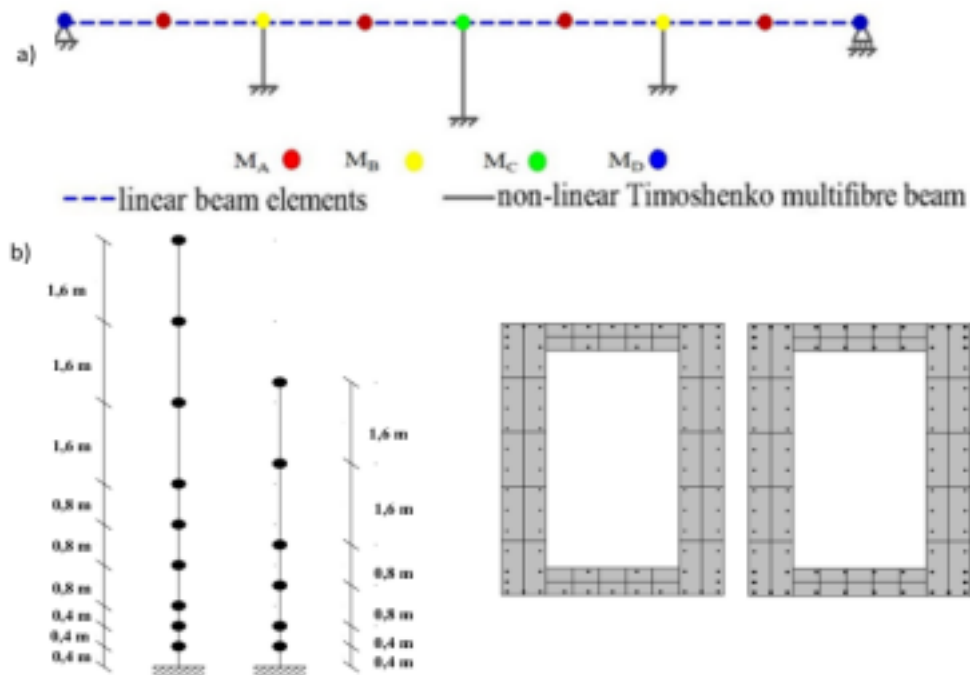
Εικόνα 1.6 Σχηματική απεικόνιση της εφαρμογής του συστήματος RARE κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος (*Anastasopoulos et al 2015*)

Η προσπάθεια για μια πιο αποδοτική εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας γεφυρών οδηγεί τους Rachedi et al στην υιοθέτηση Τεχνητών Νευρωνικών Δικτύων (ANN), προκειμένου να ξεπεραστούν οι περιορισμοί των παραδοσιακών μεθόδων. Αυτό τους επιτρέπει να εκτιμούν την σεισμική τρωτότητα των γεφυρών, ενσωματώνοντας την κρίσιμη παράμετρο της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI). Για την δημιουργία της απαραίτητης βάσης δεδομένων εκπαίδευσης, χρησιμοποιήθηκε ένα μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων (FEM), το οποίο επαληθεύτηκε με πειραματικά αποτελέσματα από το εργαστήριο ELSA. Η χρήση μακρο στοιχείων για την προσομοίωση της πλαστικότητας τους εδάφους και της αποκόλλησης (uplift) εξασφαλίζει υψηλή ακρίβεια χωρίς το απαραίτητα υψηλό κόστος των πιο σύνθετων αριθμητικών μοντέλων.

Το νευρωνικό δίκτυο, εκπαιδευμένο σε 12 παραμέτρους (κίνησης, εδάφους και θεμελίωσης), προβλέπει βλάβες και παράγει καμπύλες πολύ πιο γρήγορα από την μέθοδο Monte Carlo, διατηρώντας σταθερά την υψηλή της ακρίβεια. Η μελέτη επιβεβαιώνει ότι η ενσωμάτωση της SSI είναι απαραίτητη για την εκτίμηση του κινδύνου αυξάνοντας την αστοχία ιδιαίτερα στα μαλακά εδάφη.



Εικόνα 1.7 Δομή Τεχνητού Νευρωνικού Δικτύου (ANN) οπισθοδιάδοσης (BP) διπλού κρυφού επιπέδου (Rachedi et al 2021)



Εικόνα 1.8 Μοντέλο πολλών ινών της δοκιμασμένης γέφυρας από οπλισμένο σκυρόδεμα (RC): α) Σχηματική αναπαράσταση του αριθμητικού μοντέλου, β) Στοιχεία πολλών ινών και διατομή πολλών ινών για κάθε τύπο βάθρου. (Rachedi et al 2021)

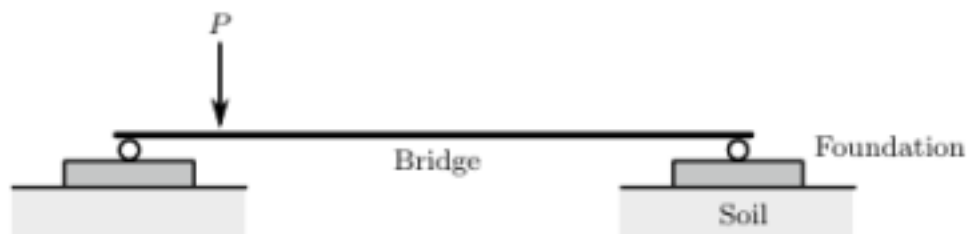
ΣΕΛΙΔΑ 11

Μια νέα προσέγγιση για την μελέτη των σιδηροδρομικών γεφυρών παρουσιάζεται στην εργασία των Galvin et al, δίνοντας λύση στο πρόβλημα της ενσωμάτωσης της

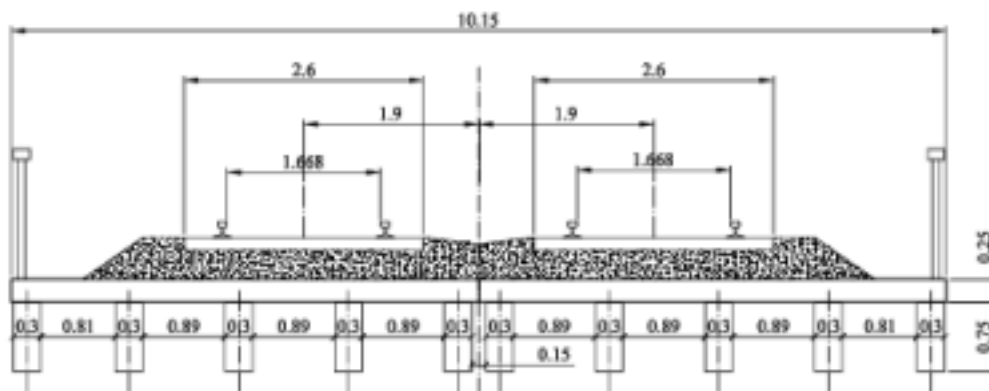
αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI) στις δυναμικές αναλύσεις. Η βάση της μεθοδολογίας είναι η αποσύζευξη του προβλήματος σε δύο διακριτά στάδια. Στο πρώτο, όπου το σύστημα εδάφους-θεμελίωσης μοντελοποιείται με Πεπερασμένα Στοιχεία, μέσω της τεχνικής Perfectly Matched Layers (PML) και στο δεύτερο στάδιο όπου αυτές οι ιδιότητες εισάγονται σε ένα μοντέλο δοκού μέσω ελατηρίων και αποσβεστήρων, επιλύοντας το με την μέθοδο της σύνθετης ιδιομορφικής επαλληλίας.

Η αξιοπιστία αυτής της πρότασης επιβεβαιώθηκε μέσω της σύγκρισης με σύνθετα αριθμητικά μοντέλα όσο και με πειραματικά δεδομένα από την γέφυρα Old Guadiana της Ισπανίας. Το Μοντέλο αυτό αναπαρήγαγε με μεγάλη ακρίβεια την απόκριση της γέφυρας κατά την διέλευση των τρένων με στόχο την αποτύπωση φαινομένων συντονισμού και ακύρωσης. Το βασικότερο όφελος της μεθόδου εντοπίζεται στην υψηλή υπολογιστική της αποδοτικότητα καθώς επιτρέπει γρηγορότερη επίλυση προβλημάτων.

Η μελέτη έδειξε μέσω μιας πλήρους σειράς αναλύσεων για διαφορετικές ταχύτητες ότι ο χρόνος ολοκλήρωσης ήταν μέσα σε ελάχιστα λεπτά, από έναν απλό φορητό υπολογιστή, χρόνος ασύγκριτα μικρότερος από τις συμβατικές μεθόδους.



Εικόνα 1.9 Σχηματική αναπαράσταση συζευγμένου συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-γέφυρας (*Galvin et al 2021*)



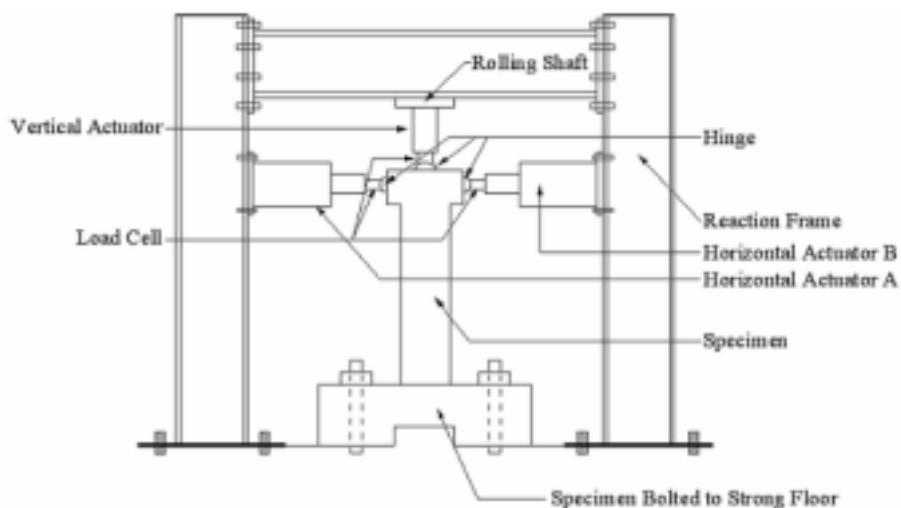
Εικόνα 1.10 Εγκάρσια τομή σιδηροδρομικής γέφυρας (Galvin et al 2021)



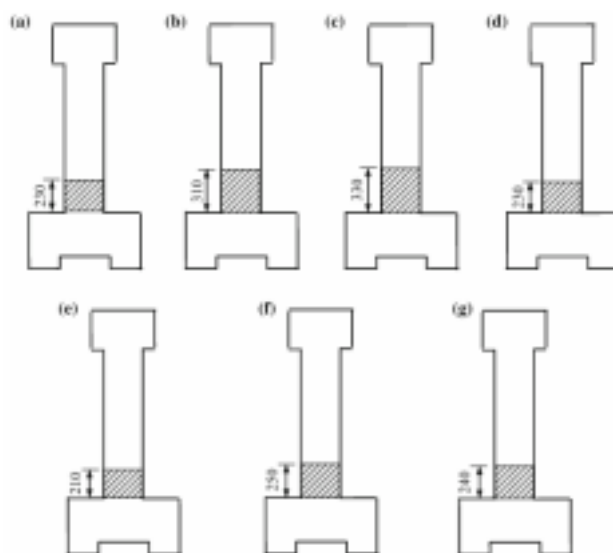
Εικόνα 1.11 α) Γέφυρα Old Guadiana και β) διάταξη δοκιμής εδάφους (Galvin et al 2021)

Ένα άλλο άρθρο των Zhiguo Sun et al δείχνει πώς η χρήση κατακόρυφων τενόντων προέντασης χωρίς συνάφεια στις κολώνες των γεφυρών βοηθά στο να επανέρχονται στην θέση τους μετά από έναν δυνατό σεισμό. Μέσα από πειράματα σε επτά δοκίμια, φάνηκε ότι η τεχνική αυτή περιορίζει δραστικά τις μόνιμες παραμορφώσεις και το άνοιγμα των ρωγμών, γεγονός το οποίο συμβάλλει στη λειτουργικότητα της γέφυρας μετά τους σεισμούς. Βασικό συμπέρασμα της μελέτης είναι ότι οι τένοντες αυξάνουν την πλευρική αντοχή της κολώνας χωρίς να θυσιάζουν την **πλαστικότητα** της.

Παράλληλα, οι αναλύσεις έδειξαν ότι η αποτελεσματικότητας εξαρτάται κυρίως από τον λόγο της μηχανικής **προέντασης** και όχι τόσο από τη συγκεκριμένη διάταξη των τενόντων μέσα στην διατομή. Όλα αυτά επιβεβαιώθηκαν και ψηφιακά μέσω του λογισμικού OpenSees, το οποίο αποδείχθηκε εξαιρετικά ακριβές στο να προσομοιώνει ακόμα και τις μικρό μετακινήσεις του οπλισμού μέσα στην βάση της κολώνας.



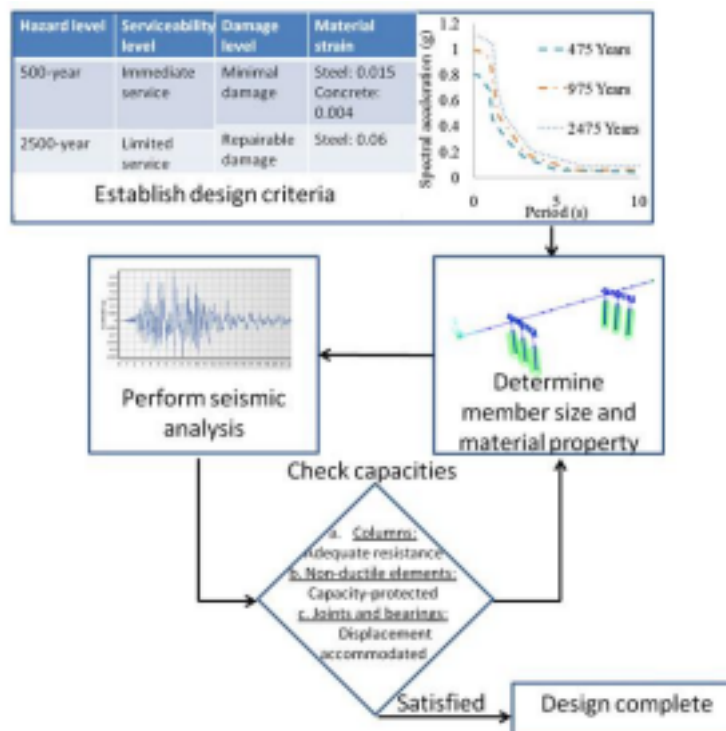
Εικόνα 1.12 Δοκιμαστική ρύθμιση (Zhiguo Sun et al 2015)



Εικόνα 1.13 Σκίτσα των υψών σκυροδέματος δειγμάτων: a) RC-1, b) PRC-1, c) PRC 2, d) PRC-3, e) PRC-4, f) PRC-5 και g) PRC-6 (Zhiguo Sun et al 2015)

Μια επιπλέον μελέτη που προσφέρει μια ολοκληρωμένη ανασκόπηση του Σεισμικού Σχεδιασμού βάσει **Επιτελεστικότητας** (PBD) για γέφυρες αναλύοντας την εξέλιξή του από την δεκαετία του '70 μέχρι τις σύγχρονες διεθνείς πρακτικές είναι αυτή των Qi Zhang & M. Shahria Alam. Η προσέγγιση αυτή επικεντρώνεται στην επίτευξη προκαθορισμένων επιπέδων λειτουργικότητας μετά από σεισμικά γεγονότα και εστιάζει κυρίως στην αποφυγή κατάρρευσης. Μέσω της εξέτασης κανονισμών από τον Καναδά, τις ΗΠΑ, τη Νέα Ζηλανδία, τη Κίνα, την Ιαπωνία και την Ευρώπη, διαπιστώνεται ότι ο Καναδικός Κανονισμός (GSA S6-14) εφαρμόζει τα αυστηρότερα κριτήρια, ειδικά για γέφυρες σε κύριες οδικές αρτηρίες.

Ένα από τα κεντρικά ζητήματα που αναδεικνύονται είναι ότι οι υπάρχοντες κώδικες παρέχουν σαφείς οδηγίες για την βλάβη των κίονων, αλλά παραμένουν ασαφείς σχετικά με άλλα κρίσιμα στοιχεία, όπως οι θεμελιώσεις, οι σύνδεσμοι και τα εφάδρανα. Τέλος, η μελέτη συστήνει τις λύσεις “σχεδιασμού για αποφυγή λάθους” (damage avoidance design) ως το μέλλον του σεισμικού σχεδιασμού. Τέτοιες τεχνικές περιλαμβάνουν την σεισμική μόνωση (base isolation) και την χρήση λικνιζόμενων κίονων (rocking columns), οι οποίες μπορούν να μειώσουν δραστικά τις μόνιμες παραμορφώσεις και να διασφαλίζουν ότι η κατασκευή θα παραμείνει λειτουργική ακόμα και μετά από ισχυρούς σεισμούς.



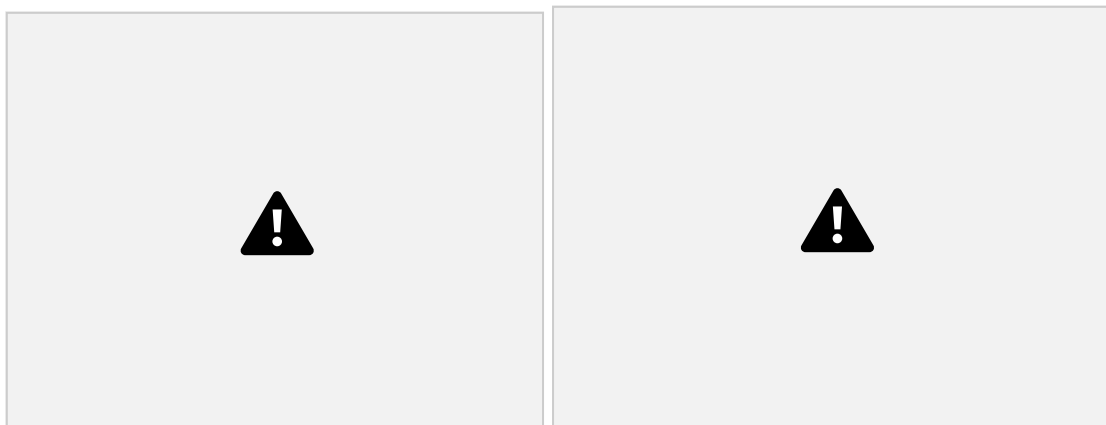
Εικόνα 1.14 Διάγραμμα ροής για τον σχεδιασμό βάσει επιτελεστικότητας (Qi Zhang et al 2019)

Σε μια επιπλέον εκτενή έρευνα που διεξήγαγαν οι Yaohan Li et al, αναπτύσσεται ένα ολοκληρωμένο πλαίσιο για την εκτίμηση της μακροπρόθεσμης ανθεκτικότητας και των οικονομικών απωλειών σε γέφυρες αυτοκινητόδρομων που εκτίθενται σε πολλαπλούς φυσικούς κινδύνους. Οι ερευνητές εστιάζουν στην επίδραση φαινομένων όπως οι σεισμοί, οι τυφώνες και οι πλημμύρες, χρησιμοποιώντας ένα στοχαστικό μοντέλο ανανεωτικής διαδικασίας (renewal process) για να προσομοιώσουν την τυχαία εμφάνιση αυτών των γεγονότων κατά την διάρκεια ζωής της υποδομής. Η μελέτη δίνει ιδιαίτερη έμφαση σε συγκεκριμένους μηχανισμούς βλαβών, όπως η αποσύνδεση του καταστρώματος από κύματα τυφώνων και η διάβρωση των βάθρων (scouring) από πλημμύρες, ενσωματώνοντας παράλληλα την αβεβαιότητα που προκύπτει από τη μεταβλητότητα των φυσικών φαινομένων. Μέσα από την εφαρμογή του μοντέλου σε μια τυπική γέφυρα, διαπιστώθηκε ότι οι τυφώνες με περίοδο επαναφοράς 200 ετών

ΣΕΛΙΔΑ 15

αποτελούν τον πιο δαπανηρό κίνδυνο σε βάθος εκατονταετίας, αν και οι σεισμοί αποδείχθηκαν πιο κρίσιμοι για την ανθεκτικότητα του συστήματος κατά τα πρώτα 30 έτη λειτουργίας του.

Τέλος η μελέτη υπογραμμίζει ότι η λήψη αποφάσεων για την συντήρηση και την ενίσχυση των γεφυρών δεν πρέπει να βασίζεται αποκλειστικά στις οικονομικές απώλειες, αλλά να συνυπολογίζει τον χρόνο ανάκαμψης και το οικονομικό επιτόκιο προεξόφλησης, καθώς αυτά επηρεάζουν σημαντικά τον σχεδιασμό του κύκλου ζωής της υποδομής.



Εικόνα 1.15 (αριστερά) (α) Γεωμετρία της ανωδομής της γέφυρας και (β) αριθμητικό διάγραμμα του υπολογιστικού πεδίου του μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων (FEM) (Yaohan Li et al 2020)

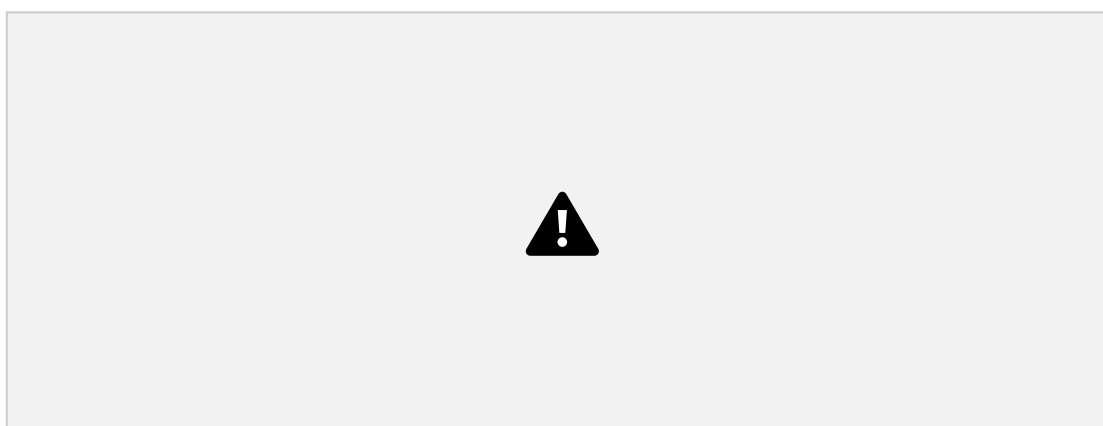
Εικόνα 1.16 (δεξιά) Σύγκριση μεταξύ αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων της μέγιστης συνολικής δύναμης άνωσης που ασκείται στην ανωδομή της γέφυρας. (Yaohan Li et al 2020)

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η προσέγγιση των Xun Zhang et al, οι οποίοι εστιάζουν στην σύγκριση της δονητικής και ακουστικής απόδοσης μεταξύ χαλυβδο σκυροδεματικών (SCC) και προεντεταμένων σκυροδεματικών (PC) κιβωτοειδών δοκών, οι οποίες αποτελούν τις συνηθέστερες επιλογές για τις υπερυψωμένες δομές των αστικών σιδηροδρόμων. Μέσω αριθμητικών προσομοιώσεων που διασταυρώθηκαν με επιτόπιες μετρήσεις, οι ερευνητές διαπίστωσαν ότι οι δοκοί SCC παράγουν σημαντικά περισσότερες δονήσεις και θόρυβο σε σχέση με τις δοκούς PC. Συγκεκριμένα, οι διαφορές στις δονήσεις αγγίζουν τα 19,3 dB(A) στον κορμό της δοκού, ενώ ο θόρυβος που ακτινοβολείται από την κατασκευή SCC είναι περίπου 5,9 dB(A) υψηλότερος. Η ανάλυση έδειξε ότι ο θόρυβος προέρχεται κυρίως από την πλάκα του πυθμένα και το κατάστρωμα της γέφυρας, γεγονός που καθιστά αυτά τα μέρη προτεραιότητα για τη λήψη μέτρων προστασίας. Στο πλαίσιο αυτό, εξετάστηκαν διάφορες στρατηγικές ελέγχου, με τα αποτελέσματα να αναδεικνύουν τη μόνωση της τροχιάς, και ειδικότερα τη χρήση πλωτής πλάκας (floating track slab), ως την πιο αποτελεσματική λύση, ικανή να μειώσει τις επιδόσεις της SCC δοκού σε επίπεδα ακόμη χαμηλότερα από αυτά της PC.

ΣΕΛΙΔΑ 16

Αντιθέτως, οι δομικές ενισχύσεις, όπως η αύξηση του πάχους των μελών ή αλλαγή της απόστασης των ενισχυτικών νευρώσεων, αποδείχθηκαν εξαιρετικά περιορισμένες, προσφέροντας μείωση θορύβου που δεν ξεπερνά τα 1,5 dB(A).

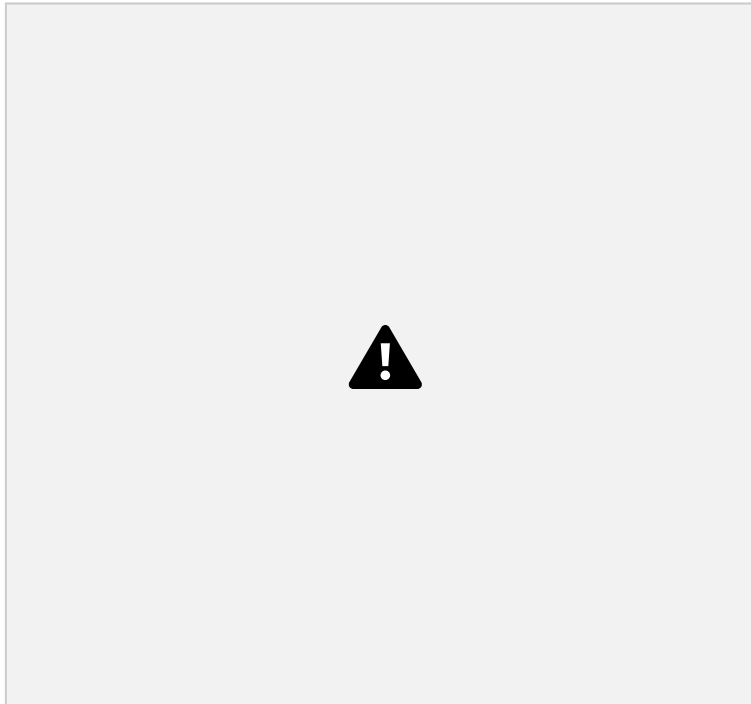
Συμπερασματικά, η μελέτη καταδεικνύει ότι η μετάδοση των δυνάμεων στο κατάστρωμα είναι ο καθοριστικός παράγοντας για την ακουστική συμπεριφορά της γέφυρας.



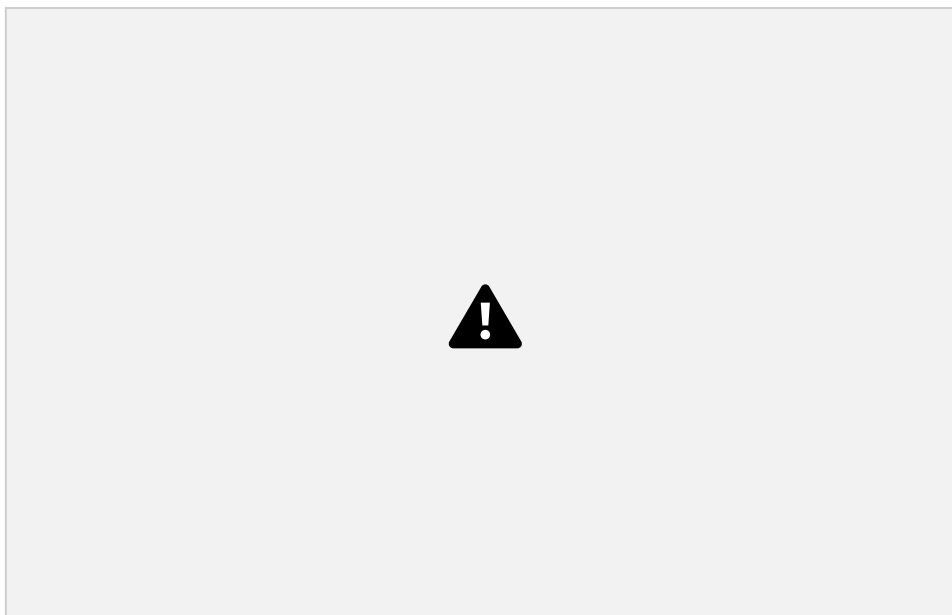
Εικόνα 1.17 Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων χαλυβδο-σκυροδεματικής κιβωτοειδούς δοκού (*Xun Zhang et al 2021*)

Εμβαθύνοντας στο ζήτημα της ανάλυσης των κραδασμών που προκαλούνται από τρένα υψηλής ταχύτητας σε σιδηροδρομικές γέφυρες, η έρευνα των J.C. Sánchez-Quesada et al αναλύει παράλληλα την αλληλεπίδραση μεταξύ της γραμμής με έρμα (ballast track) και της δομής. Χρησιμοποιώντας ένα τρισδιάστατο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων που επικυρώθηκε με μετρήσεις πεδίου στη γέφυρα του ποταμού Jabalón, η μελέτη αναδεικνύει πως η λοξότητα του καταστρώματος αυξάνει τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της γέφυρας και πως τα εγκάρσια διαφράγματα επηρεάζουν τις ιδιομορφές στρέψης και εγκάρσιας κάμψης. Ένα από τα βασικά συμπεράσματα είναι ότι για ταχύτητες άνω των 300 χλμ/ώρα, η συμβολή των μη-καμπτικών ιδιομορφών είναι εξαιρετικά σημαντική. Επιπλέον, η έρευνα υποδεικνύει ότι η ασθενής σύνδεση μεταξύ διαδοχικών ανοιγμάτων μέσω του έρματος μπορεί να οδηγήσει σε επιταχύνσεις στο κεντρικό άνοιγμα που υπερβαίνουν κατά 27% τις προβλέψεις των μοντέλων ενός μόνο ανοίγματος.

Τέλος, τονίζεται ότι η παράλειψη της λοξότητας στα υπολογιστικά μοντέλα οδηγεί σε ανακριβείς προβλέψεις, καθιστώντας την τρισδιάστατη προσομοίωση και τον σωστό ορισμό των συνοριακών συνθηκών απαραίτητα στοιχεία για τον έλεγχο της λειτουργικότητας των σιδηροδρομικών υποδομών.



Εικόνα 1.18 Γέφυρα Jabalón: (α) κάτοψη, (β) ενδιάμεση εγκάρσια τομή AA' (*J.C. Sánchez-Quesada et al 2023*)

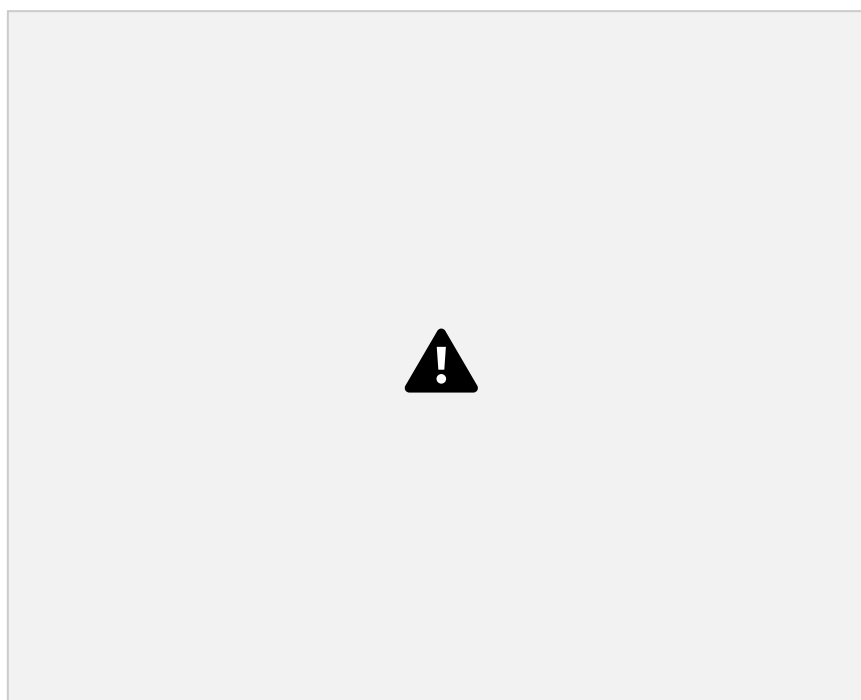


Εικόνα 1.19 3D μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων (FE) αλληλεπίδρασης γραμμής γέφυρας της Γέφυρας Jabalón. Στην απεικόνιση: κάτοψη της μισής γέφυρας και της επέκτασης της γραμμής, 3D λεπτομέρεια της τομής του καταστρώματος και της εγκάρσιας τομής AA' (*J.C. Sánchez-Quesada et al 2023*)

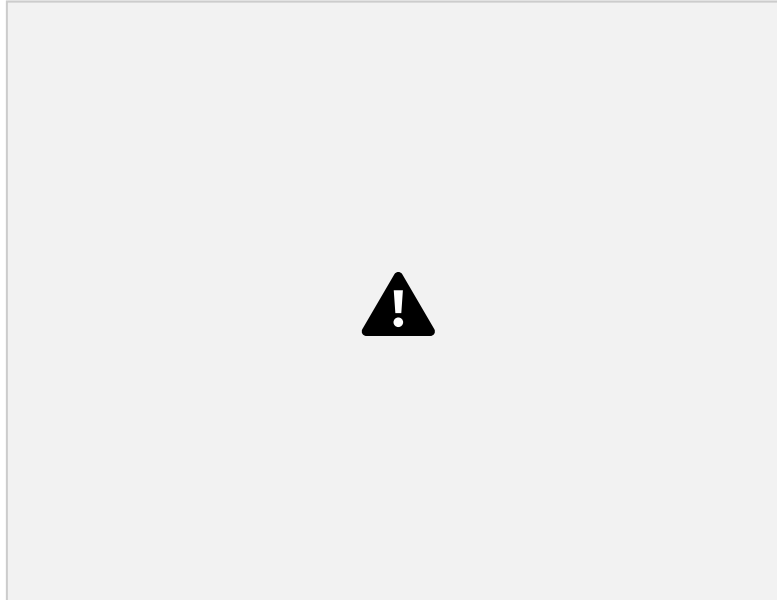
ΣΕΛΙΔΑ 18

Μια διαφορετική οπτική γωνία προσφέρουν οι Xiaoxian Liu et al στην μελέτη τους, αναλύοντας την σεισμική τρωτότητα των υποστυλωμάτων γεφυρών, με κύριο άξονα τη σημασία της υπολειπόμενης μετατόπισης για τη λειτουργικότητα της υποδομής μετά από έναν σεισμό. Οι ερευνητές χρησιμοποίησαν ένα μη γραμμικό μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων για να συγκρίνουν την απόδοση παραδοσιακών υποστυλωμάτων (RC), υποστυλωμάτων με μη συναφείς τένοντες (UBPRC) και πλήρως **προεντεταμένων μελών** (FPC). Η ανάλυση βασίστηκε σε 100 καταγραφές εδαφικής κίνησης, ενώ οι μόνιμες παραμορφώσεις υπολογίστηκαν μέσω μιας οιονεί στατικής προσέγγισης (quasi-static approach).

Η μελέτη αποδεικνύει ότι τα υποστυλώματα RC, παρά την υψηλή απόσβεση ενέργειας, παρουσιάζουν μεγάλες μόνιμες παραμορφώσεις που συχνά καθιστούν την επισκευή τους μη οικονομική, οδηγώντας σε κατεδάφιση. Αντίθετα τα υποστυλώματα FPC διαθέτουν εξαιρετικό αυτοκεντρισμό (self-centering) αλλά είναι ευάλωτα σε μεγάλες μέγιστες μετατοπίσεις λόγω περιορισμένης απόσβεσης. Ως βέλτιστη λύση αναδεικνύονται τα UBPRC, τα οποία επιτυγχάνουν την ιδανική ισορροπία μεταξύ των δύο παραμέτρων, ελαχιστοποιώντας την πιθανότητα αστοχίας στην κρίσιμη κατάσταση κατάρρευσης.



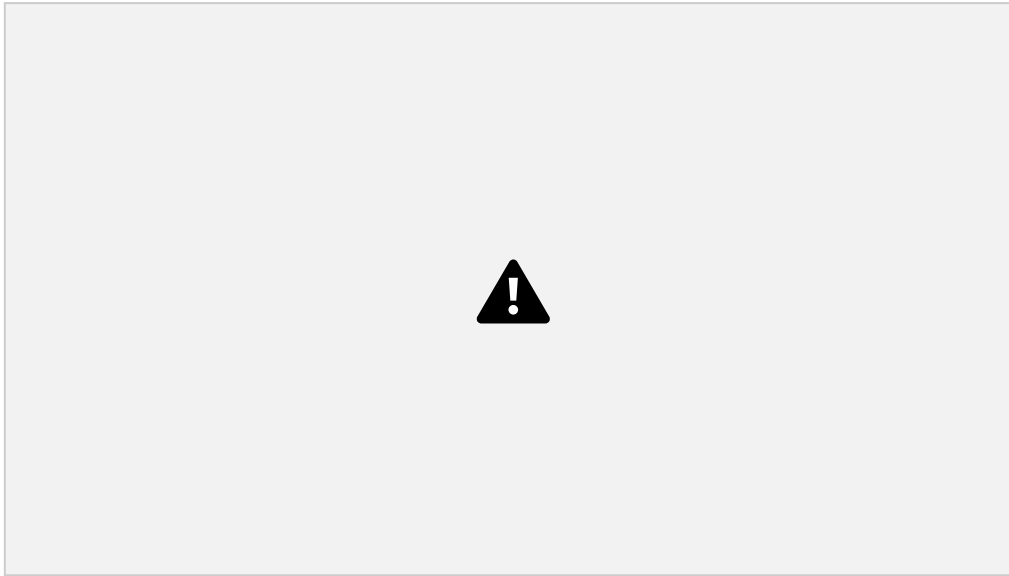
Εικόνα 1.20 (α) Πρότυπη αμφιέρειστη δοκωτή γέφυρα, (β) υποστύλωμα γέφυρας, (γ) μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων του υποστυλώματος της γέφυρας, (δ) διατομή ινών του υποστυλώματος, (ε) μοντέλο τάσης-παραμόρφωσης σκυροδέματος, (στ) μοντέλο τάσης-παραμόρφωσης χάλυβα οπλισμού. (μονάδα: mm) (Xiaoxian Liu et al 2023)



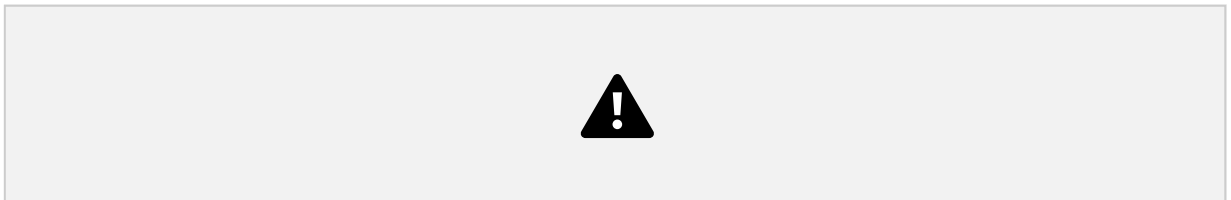
Εικόνα 1.21 Φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης των 100 επιλεγμένων εδαφικών κινήσεων (*Xiaoxian Liu et al 2023*)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 - ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η κατασκευή της κρεμαστής γέφυρας αποτελεί ένα έργο μεγάλης κλίμακας, με το συνολικό της μήκος να φτάνει τα 1.800 μέτρα. Το δομικό σύστημα βασίζεται σε ένα κεντρικό άνοιγμα μήκους 1000 μέτρων, το οποίο πλαισιώνεται από δύο εκατέρωθεν πλευρικά ανοίγματα των 400 μέτρων έκαστο. Ο σχεδιασμός αυτός υποστηρίζεται από δύο κύριους πυλώνες, το ύψος των οποίων ανέρχεται στα 150 μέτρα πάνω από το επίπεδο των στηρίξεων.



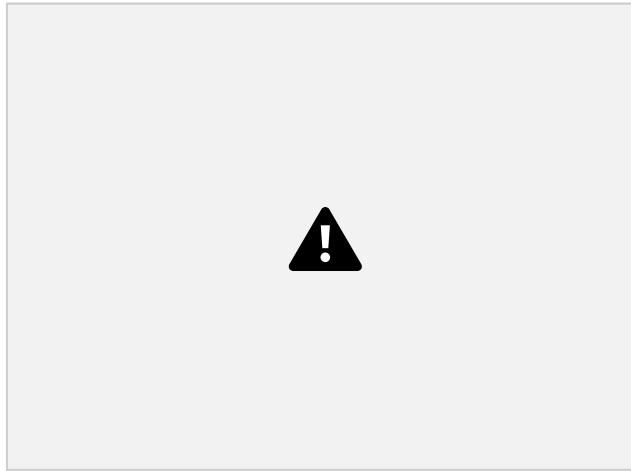
ΣΕΛΙΔΑ 20



Εικόνα 2.1 Συνολικό υπολογιστικό μοντέλο της γέφυρας στο SAP2000

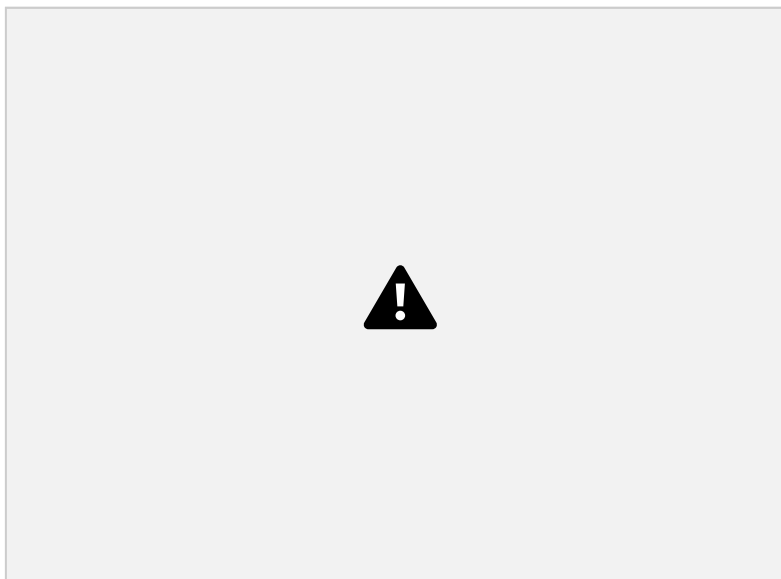
2.1 Πυλώνες και Θεμελίωση

Οι πυλώνες της γέφυρας έχουν μελετηθεί ως **σύμμικτες κατασκευές**. Για την διατομή των υποστυλωμάτων των πυλώνων (T-col) χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας S355, με εξωτερικές διαστάσεις 3,5m x 3,5m και πάχος τοιχωμάτων (πέλματος και κορμού) 35mm. Σε ορισμένα τμήματα προβλέπεται η χρήση σκυροδέματος κατηγορίας C40/50. Η θεμελίωση του έργου βασίζεται σε πασσάλους (PASSALOS) κυκλικής διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα C40/50, με διάμετρο 1,8 μέτρα.



Εικόνα 2.2 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά και Υλικά διατομών PASSALOS

ΣΕΛΙΔΑ 21



Εικόνα 2.3 Διατομή σύμμικτου πυλώνα στο Section Designer

2.2 Κατάστρωμα και Φορέας

Το κατάστρωμα αποτελείται από μία πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 1000 mm. Ο κύριος μεταλλικός φορέας (S-beam) που υποστηρίζει το κατάστρωμα έχει διατομή κοίλη (box section) με εξωτερικό ύψος 5 μέτρα, πλάτος 3 μέτρα και πάχος πελμάτων και κορμού 35mm, κατασκευασμένος από χάλυβα S355.

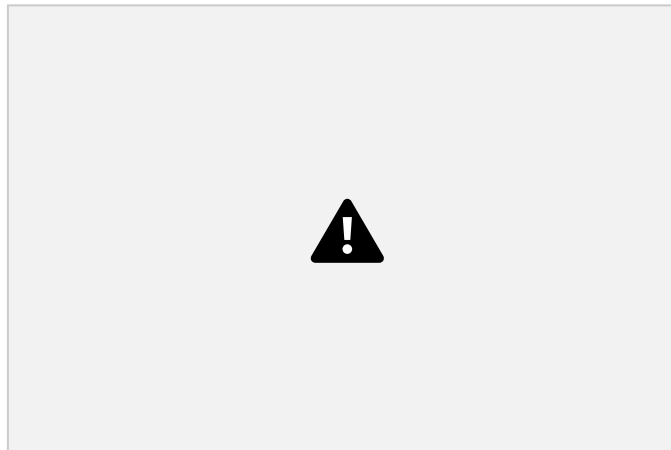
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας των πυλώνων (X-BRACE) είναι κυκλικές κοίλες διατομές διαμέτρου 1 μέτρον με πάχος τοιχώματος 35mm από χάλυβα S355. Στο μεσαίο άνοιγμα κάτω από το κατάστρωμα υπάρχουν γωνιακά ελάσματα μεγάλης κλίμακας διατομής L1000X35 (πλευρές 1m και πάχους 35mm) από χάλυβα S355.

ΣΕΛΙΔΑ 22





Εικόνα 2.4 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά και Υλικά διατομών X-BRACE (S355) και L1000X35 (S355)



Εικόνα 2.5 Διατομή μεταλλικών δοκών καταστρώματος στο SAP2000

ΣΕΛΙΔΑ 23

2.3 Σύστημα Καλωδίων

Το σύστημα ανάρτησης είναι το πλέον κρίσιμο στοιχείο της γέφυρας. Το κύριο καλώδιο (main cable) έχει διάμετρο 800mm. Από αυτό αναρτώνται οι δευτερεύοντες **αναρτήρες** (hangers), οι οποίοι διαφοροποιούνται ανάλογα με τη θέση τους. Συγκεκριμένα, στο κύριο άνοιγμα όπου έχουν διάμετρο 200mm και στα πλευρικά ανοίγματα, όπου η διάμετρος μειώνεται στα 100mm. Συνολικά για την ανάρτηση του κεντρικού ανοίγματος απαιτούνται 39 ζεύγη αναρτήρων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – ΦΟΡΤΙΑ ΓΕΦΥΡΑΣ

1. DEAD LOADS (Μόνιμα Φορτία)

Ίδιο Βάρος Φέροντος Οργανισμού:

- Καλώδια κύριας ανάρτησης: 50-80 kN/m ανά καλώδιο
- Καλώδια αναρτήσεων (hangers): 2-5 kN/m
- Δοκός δαπέδου (deck):
 - Χαλύβδινο: 80-120 kN/m
 - Σύμμεικτο χάλυβα-σκυρόδεμα: 120-180 kN/m
- Πυλώνες: Εξαρτάται από γεωμετρία

Επικαλύψεις & Εξοπλισμός:

- Ασφαλτικό οδοστρώματος: 5-8 kN/m² (πάχος 8-12 cm)
- Πεζοδρόμια & κράσπεδα: 3-5 kN/m²
- Κιγκλιδώματα & στηθαία: 1.5-2.5 kN/m
- Υπηρεσίες (φωτισμός, σωλήνες): 1-2 kN/m
- Μόνωση/υδατοστεγανοποίηση: 0.5-1 kN/m²

Συνολικό μόνιμο φορτίο καταστρώματος: 20 kN/m² (ή ίδιο βάρος φορέα + 12 kN/m² από λοιπά μόνιμα φορτία)

ΣΕΛΙΔΑ 24

2. LIVE LOADS (Κινητά Φορτία)

Σύμφωνα με Ευρωκώδικα (EN 1991-2) και AASHTO:

Περίπτωση οδικής γέφυρας:

- Ομοιόμορφο φορτίο οχημάτων:
 - Λωρίδα 1: $q_1 = 9 \text{ kN/m}^2$ (αργή κυκλοφορία)

ο Λωρίδες 2-3: $q_2 = 2.5-4 \text{ kN/m}^2$

· Συγκεντρωμένο φορτίο: $Q = 300-400 \text{ kN}$ (άξονας φορτηγού) ·

Συντελεστής ταυτόχρονης φόρτισης: 0.75 για πολλές λωρίδες

Τυπική τιμή για οδική γέφυρα: $q = 12 \text{ kN/m}^2$ (συνολικά)

3. WIND LOADS (Φορτία Ανέμου)

Σύμφωνα με EN 1991-1-4 και AASHTO:

Βασική Ταχύτητα Ανέμου:

· Ελλάδα (παράκτια ζώνη): $v_b = 30-35 \text{ m/s}$ (εξαρτάται από περιοχή) ·

Με συντελεστές έκθεσης & τοπογραφίας: $v = 40-50 \text{ m/s}$

Πίεση Ανέμου:

$q = 0.5 \times \rho \times v^2$ όπου $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$

· Για $v = 45 \text{ m/s}$: $q \approx 1.25 \text{ kN/m}^2$

Δυναμική Πίεση σε Στοιχεία:

· Καλώδια: $F = q \times C_d \times A$ όπου C_d συντελεστής σχήματος = 1.2 (για κυλινδρικό σχήμα)

ο Για καλώδιο $\varnothing 600\text{mm}$: **0.9 kN/m**

· Κατάστρωμα (πλευρική επιφάνεια):

ο Ύψος 3-5m, $C_d = 1.5-2.0$

ο **Φορτίο: 4-8 kN/m μήκους**

· Πυλώνες: $C_d = 1.2-1.4$

ο **2-5 kN/m² επιφάνειας**

Κρίσιμο για ανάλυση: Αεροδυναμικά φαινόμενα (απαιτείται χρήση αεροδυναμικής σήραγγας)

ΣΕΛΙΔΑ 25

4. SEISMIC LOADS (Σεισμικά Φορτία)

Παράμετροι:

· Επιτάχυνση εδάφους (PGA):

ο Ελλάδα, ζώνη υψηλής σεισμικότητας: **agR = 0.16-0.36g**

- Για Πάτρα: $\approx 0.24g$ (Ζώνη II)
- **Φάσμα σχεδιασμού:** Τύπος 1 ($M > 5.5$), Έδαφος B ή C
- **Συντελεστής συμπεριφοράς:** $q = 1.5-2.0$ (κρεμαστές γέφυρες)

5. ΚΥΡΙΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΩΝ

Σύμφωνα με Ευρωκώδικα (EN 1990):

A. Συνδυασμός Σεισμού (Βασικός):

$$E = \Sigma G + \Sigma \psi_{2,i} \times Q_i + E_d$$

Αναλυτικά:

- **G (Dead):** $1.0 \times$ Dead loads
- **Q (Live):** $\psi_2 \times$ Live loads
 - $\psi_2 = 0.2-0.3$ για οδικά φορτία (σχεδόν άδεια γέφυρα την ώρα ισχυρού σεισμού)
- **AE_d** (Σεισμός): και στις 3 διευθύνσεις
- **Άνεμος:** Συνήθως *αγνοείται* (ασύμβατος με σεισμό)

Συνολικός Συνδυασμός:

$$1.0 \times DL + 0.25 \times LL + EQ(X) + EQ(Y) + EQ(Z)$$

6. ΣΥΝΟΨΗ ΤΥΠΙΚΩΝ ΤΙΜΩΝ

Φορτίο Τιμή

Dead Load 20 kN/m²

Live Load 12 kN/m²

Σεισμός (PGA) 0.24g (Πάτρα)

ΣΕΛΙΔΑ 26

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΚΡΕΜΑΣΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

1. ΒΑΣΙΚΗ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ

Καμπύλες p-y (Lateral), t-z (Shaft), Q-z (Tip)

Η πραγματική συμπεριφορά πασσάλων δεν είναι γραμμική:

$p = f(y) \rightarrow$ Μη-γραμμική σχέση πίεσης-μετακίνησης

$t = g(z) \rightarrow$ Μη-γραμμική σχέση τριβής-καθίζησης

$Q = h(z) \rightarrow$ Μη-γραμμική σχέση αιχμής-καθίζησης

Χαρακτηριστικά:

- Αρχική **γραμμική** περιοχή (μικρές μετακινήσεις)
- **Διαρροή** εδάφους (yielding)
- **Πλαστικοποίηση** με plateau
- **Υστέρηση** (hysteresis) σε κυκλική φόρτιση

2. ΤΥΠΟΙ ΚΑΜΠΥΛΩΝ p-y

API (American Petroleum Institute) - Άμμος

Εξίσωση:

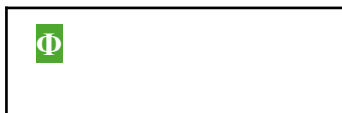
$$p = A \cdot p_u \cdot \tanh(k \cdot z \cdot y / A \cdot p_u)$$

Όπου:

- p_u = Οριακή πλευρική πίεση (kN/m)
- A = Συντελεστής φόρτισης (0.9 για κυκλική φόρτιση, 0.9-1.0 για στατική) •
- k = Αρχική δυσκαμψία (kN/m³)
- z = Βάθος (m)
- y = Πλευρική μετακίνηση (m)

Οριακή πίεση (Άμμος):

$$p_u = (C1 \cdot z + C2 \cdot D) \cdot \gamma' \cdot z$$



25	2.0	0.8	0.6
30	3.0	1.5	1.0
35	4.5	2.5	1.5
40	6.5	3.5	2.0

Αρχική δυσκαμψία:

$$k = n \cdot h \cdot (z/D) \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Για πυκνή άμμο: $nh = 25,000\text{-}50,000 \text{ kN/m}^3$

3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ - ΙΔΙΟΙ

ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΔΕΔΟΜΕΝΑ:

- Διάμετρος: **D = 1.8 m**
- Μήκος: **L = 60 m**
- Ομάδα: **40 πάσσαλοι** (5×8 grid)
- Έδαφος: Άμμος μέτρια πυκνή
 - $\Phi = 35^\circ$
 - $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ (υπό στάθμη υδροφόρου)
 - $nh = 35,000 \text{ kN/m}^3$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΥΛΩΝ p-y ΣΕ ΔΙΑΦΟΡΑ

ΒΑΘΗ Επιλέγουμε 3 χαρακτηριστικά βάθη: $z = 5\text{m}, 20\text{m},$

40m

ΒΑΘΟΣ $z = 5\text{m}$

1. Οριακή πίεση:

$$p_u = (C1 \cdot z + C2 \cdot D) \cdot \gamma' \cdot z$$

$$p_u = (4.5 \times 5 + 2.5 \times 1.8) \times 10 \times 5$$

$$p_u = (22.5 + 4.5) \times 50 = 1,350 \text{ kN/m}$$

2. Αρχική δυσκαμψία:

$$k = nh \cdot z = 35,000 \times 5 = 175,000 \text{ kN/m}^2$$

3. Μετακίνηση διαρροής (εκτίμηση):

$$y_{\text{yield}} = p_u/k = 1,350,000/175,000,000 \approx 0.008 \text{ m} = 8$$

mm 4. Εξίσωση p-y:

$$p(y) = 1,350 \cdot \tanh(175,000 \cdot y/1,350)$$

$$p(y) \approx 1,350 \cdot \tanh(130 \cdot y) \text{ [kN/m]}$$

Σημεία καμπύλης:

0	0	0.00
2	328	0.24
5	678	0.50
10	1,090	0.81
20	1,310	0.97
50	1,350	1.00

ΒΑΘΟΣ z = 20m

$$p_u = (4.5 \times 20 + 2.5 \times 1.8) \times 10 \times 20$$

$$p_u = 94.5 \times 200 = 18,900 \text{ kN/m}$$

$$k = 35,000 \times 20 = 700,000 \text{ kN/m}^2$$

$$p(y) \approx 18,900 \cdot \tanh(37 \cdot y) \text{ [kN/m]}$$

0	0	0.00
---	---	------

ΣΕΛΙΔΑ 29

10	6,860	0.36
25	13,800	0.73
50	17,800	0.94
100	18,900	1.00

ΒΑΘΟΣ $z = 40\text{m}$

$$p_u = (4.5 \times 40 + 2.5 \times 1.8) \times 10 \times 40$$

$$p_u = 184.5 \times 400 = 73,800 \text{ kN/m}$$

$$k = 35,000 \times 40 = 1,400,000 \text{ kN/m}^2$$

$$p(y) \approx 73,800 \cdot \tanh(19 \cdot y) \text{ [kN/m]}$$

0	0	0.00
20	26,300	0.36
50	52,700	0.71
100	68,000	0.92
200	73,700	1.00

4. ΚΑΜΠΥΛΕΣ t-z ΚΑΙ Q-z (ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ

ΕΝΝΟΙΑ) Α. Τριβή Πλευρικού Επιφάνειας (t-z)

API για Άμμος:

$$t = f_s \cdot \tanh(z / 2.5\text{mm})$$

Όπου:

$$f_s = \beta \cdot \sigma' \cdot \tan(\delta)$$

$$\cdot \beta = 0.7-1.0 \text{ (συντελεστής)}$$

• $\sigma'v$ = Κατακόρυφη ενεργός τάση

• $\delta = 0.75 \cdot \Phi$ (γωνία τριβής πασσάλου-εδάφους)

Για $\Phi=35^\circ$, $\delta=26^\circ$, $\beta=0.8$:

ΣΕΛΙΔΑ 30

Σε $z=30\text{m}$: $\sigma'v = 10 \times 30 = 300 \text{ kPa}$

$f_s = 0.8 \times 300 \times \tan(26^\circ) \approx 117 \text{ kPa}$

$t(z) = 117 \cdot \tanh(z/2.5) \text{ [kPa]}$

Συνολική τριβή πασσάλου:

$\Sigma f_s = \pi \cdot D \cdot \Sigma(f_s \cdot \Delta z) \approx 35,000 \text{ kN}$ (για $L=60\text{m}$)

B. Αντίσταση Αιχμής (Q-z)

Εξίσωση:

$Q = qb \cdot \tanh(z / 10\text{mm})$

Όπου:

$qb = Nq \cdot \sigma'v_{\text{base}}$

Για $\Phi=35^\circ$: **$Nq \approx 50$**

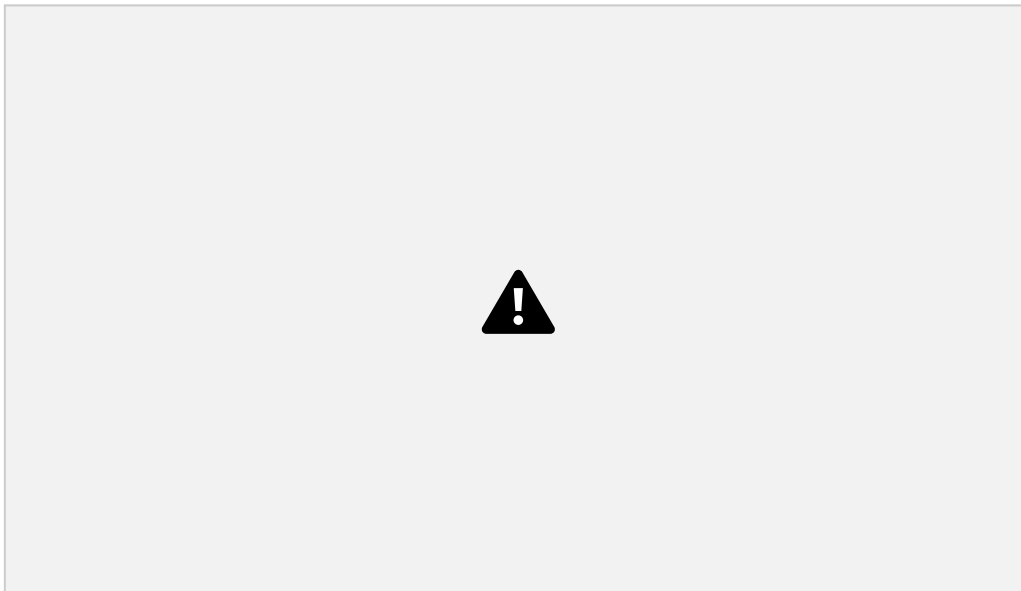
Σε $z=60\text{m}$: $\sigma'v = 600 \text{ kPa}$

$qb = 50 \times 600 = 30,000 \text{ kPa}$

$Q(z) = Ab \cdot 30,000 \cdot \tanh(z/10)$

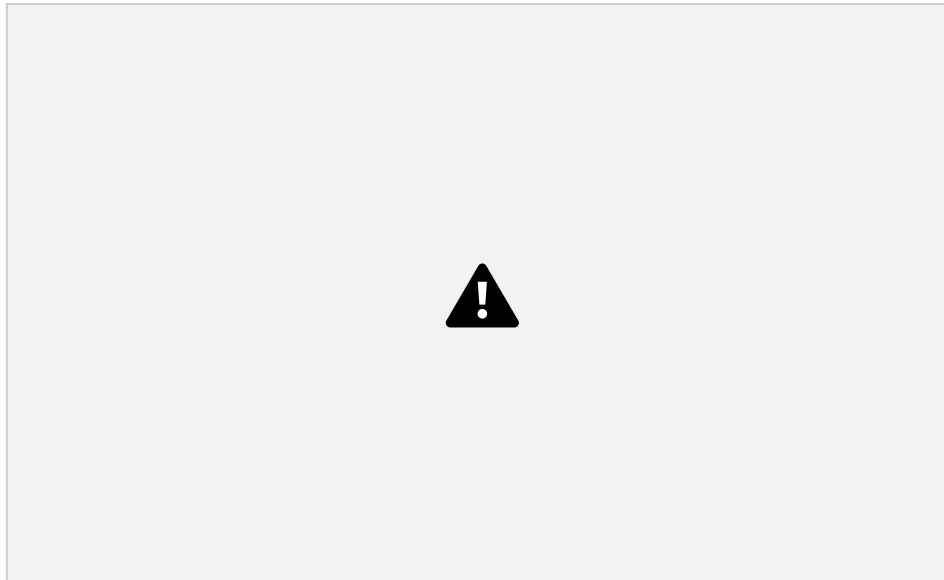
$Q(z) = 2.54 \times 30,000 \cdot \tanh(z/10) = 76,200 \cdot \tanh(z/10) \text{ [kN]}$

5. ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟ SAP2000



Εικόνα 4.0 Κάτοψη κεφαλόδεσμου και πασσάλων στο E-TABS

Το θεμέλιο αποτελείται από πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος (C40/50) κυκλικής διατομής με διάμετρο 1,8 m. Κάθε ομάδα πασσάλων που υποστηρίζει ένα πυλώνα περιλαμβάνει 40 πασσάλους διατεταγμένους σε κάναβο 5×8, με μήκος μεμονωμένου πασσάλου 60 m. Κάθε πάσσαλος **διακριτοποιείται** σε 12 στοιχεία δοκού μήκους περίπου 5 m, ενώ σε όλους τους 13 κόμβους ανά πάσσαλο τοποθετούνται μη γραμμικά στοιχεία σύνδεσης (Εικόνα).



Εικόνα 4.1 Γέφυρα στο SAP 2000

ΣΕΛΙΔΑ 32

ΜΕΘΟΔΟΣ: Multi-Linear Plastic Links

ΒΗΜΑ 1: Διακριτοποίηση Πασσάλου

Δημιουργία Frame Elements:

- Διαίρεση πασσάλου σε **10-20 τμήματα** κατά το μήκος
- Για $L=60\text{m}$ → $\Delta z = 3-6\text{m}$ ανά στοιχείο

Ιδιότητες Frame:

Section: Circular $D=1.8\text{m}$

Material: Concrete C35 ($E=34\text{ GPa}$)

Area: 2.54 m^2

Inertia: $I = \pi D^4/64 = 0.515\text{ m}^4$

ΒΗΜΑ 2: Εισαγωγή Nonlinear Links (p-y springs)

Για κάθε κόμβο κατά το μήκος:

Στο SAP2000:

Define → Section Properties → Link/Support Properties → Add New

Property Επιλογή: MultiLinear Plastic (Wen)

Παράμετροι για z=20m (παράδειγμα):

Degrees of Freedom:

- U1 (Transverse-X): **Nonlinear**
- U2 (Transverse-Y): **Nonlinear**
- U3 (Axial): **Nonlinear** (t-z curve)

U1, U2 Properties (p-y):

Effective Stiffness: $K = 700,000 \times \Delta z$ (kN/m)

Για $\Delta z=5\text{m} \rightarrow K = 3,500,000$ kN/m

Effective Damping: $\beta = 0.05$ (5%)

Nonlinear Parameters (Multilinear Plastic):

Force-Displacement Points:

ΣΕΛΙΔΑ 33

Point 1: $F=0$ kN, $y=0$ m

Point 2: $F=6,860$ kN, $y=0.010$ m (10mm - elastic limit)

Point 3: $F=13,800$ kN, $y=0.025$ m (25mm - yield) Point

4: $F=17,800$ kN, $y=0.050$ m (50mm) Point 5: $F=18,900$

kN, $y=0.100$ m (100mm - plateau) Point 6: $F=18,900$ kN,

$y=0.500$ m (max displacement)

Για κάθε $\Delta z = 5\text{m}$, πολλαπλασιάζουμε δυνάμεις \times

5: $F_1 = 0$

$F_2 = 6,860 \times 5 = 34,300$ kN

$F_3 = 13,800 \times 5 = 69,000$ kN

$F_4 = 17,800 \times 5 = 89,000$ kN

$F_5 = 18,900 \times 5 = 94,500$ kN (yield force)

$F_6 = 94,500$ kN (plateau)

Stiffness Degradation (optional για

σεισμό): Stiffness Degradation Factor: $\alpha =$
0.10

Yield Exponent: $n = 2.0$

ΒΗΜΑ 3: Καμπύλη t-z (Axial - U3)

U3 Properties:

Effective Stiffness: Από t-z integration

Για μία φέτα $\Delta z = 5\text{m}$ στο $z = 30\text{m}$:

$$t_{\text{max}} = 117 \text{ kPa}$$

$$A_{\text{shaft}} = \pi \cdot D \cdot \Delta z = \pi \times 1.8 \times 5 = 28.3 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{max}} = 117 \times 28.3 = 3,311 \text{ kN}$$

ΣΕΛΙΔΑ 34

Multilinear Points (t-z):

$$F=0, z=0$$

$$F=2,979, z=2.5\text{mm} (0.0025\text{m})$$

$$F=3,311, z=10\text{mm} (0.010\text{m} - \text{plateau})$$

$$F=3,311, z=100\text{mm} (0.100\text{m})$$

ΒΗΜΑ 4: Αντίσταση Αιχμής (Q-z στον πόδα – δηλ. στο κατώτατο

σημείο) Link στον τελευταίο κόμβο ($z=60\text{m}$):

Q-z curve:

$$F=0, z=0$$

$$F=68,600, z=10\text{mm}$$

$$F=76,200, z=50\text{mm} (\text{plateau})$$

$$F=76,200, z=200\text{mm}$$

The foundation is composed of reinforced concrete piles (C40/50) of circular cross section with a diameter of 1.8 m. Each pile group supporting a pylon consists of 40 piles arranged in a 5×8 grid configuration, with individual pile length of 60 m. Each pile is discretized into 12 frame elements of approximately 5 m length, with nonlinear link elements assigned at all 13 nodes per pile.

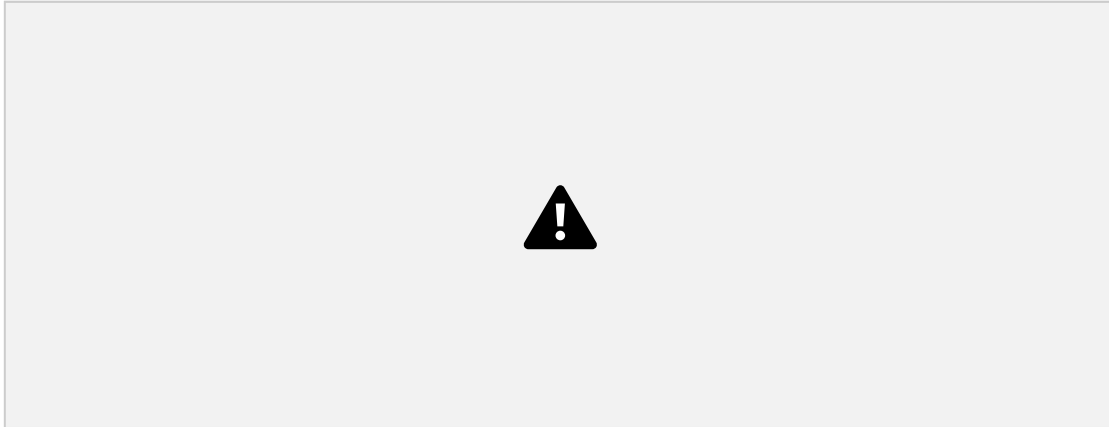
ΣΕΛΙΔΑ 35

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – ΠΟΛΛΑΠΛΟΙ ΣΕΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΜΕΛΗ

Η πρώτη επιστημονική μελέτη του L. Di Sarno (2013) εστιάζει στις επιπτώσεις που έχουν οι διαδοχικές σεισμικές δονήσεις στην ανελαστική απόκριση των κατασκευών, ένα ζήτημα που συχνά παραβλέπεται από την παραδοσιακή σεισμική σχεδίαση. Με αφορμή τα πλούσια δεδομένα που προέκυψαν από τη σεισμική ακολουθία του Tohoku στην Ιαπωνία το 2011, εξετάστηκαν καταγραφές από πέντε σταθμούς που αντιπροσωπεύουν διαφορετικά σενάρια μεγθών και αποστάσεων, περιλαμβάνοντας περιπτώσεις όπου η ισχυρότερη δόνηση εμφανίζεται στην αρχή ή αργότερα στην ακολουθία. Τα αποτελέσματα των ανελαστικών φασμάτων απόκρισης επιβεβαιώνουν ότι οι πολλαπλοί σεισμοί επιβάλλουν σημαντικά υψηλότερες απαιτήσεις επιτάχυνσης και μετατόπισης σε σχέση με ένα μεμονωμένο συμβάν. Διαπιστώθηκε ότι η αύξηση της ανελαστικής παραμόρφωσης μπορεί να είναι από 1,5 έως 4 φορές μεγαλύτερη, ανάλογα με το σεισμικό ιστορικό και το μοντέλο υστέρησης που χρησιμοποιείται.

Παράλληλα, οι συντελεστές συμπεριφοράς (behavior factors) για πολλαπλά γεγονότα εμφανίζονται αισθητά χαμηλότεροι, γεγονός που υποδηλώνει ότι οι κατασκευές που έχουν σχεδιαστεί με συμβατικές μεθόδους ενδέχεται να υπολείπονται σε επίπεδα

ασφαλείας όταν εκτίθενται σε σεισμικές ακολουθίες. Η ανάλυση ενός πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε ως παράδειγμα κατέδειξε ότι η συσσωρευμένη βλάβη είναι καθοριστική, καθώς η εξέταση ενός μόνο σεισμού μπορεί να οδηγήσει σε παραπλανητικά συμπεράσματα για τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων. Συμπερασματικά, η μελέτη υπογραμμίζει την ανάγκη αναθεώρησης των σύγχρονων κανονισμών, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η απομείωση των δομικών στοιχείων λόγω διαδοχικών δονήσεων, ειδικά για την αξιολόγηση υφιστάμενων κτιρίων που έχουν σχεδιαστεί μόνο για κατακόρυφα φορτία.



Εικόνα 5.1 Σεισμικοί σταθμοί και σεισμικές καταγραφές (L. Di Sarno 2013)

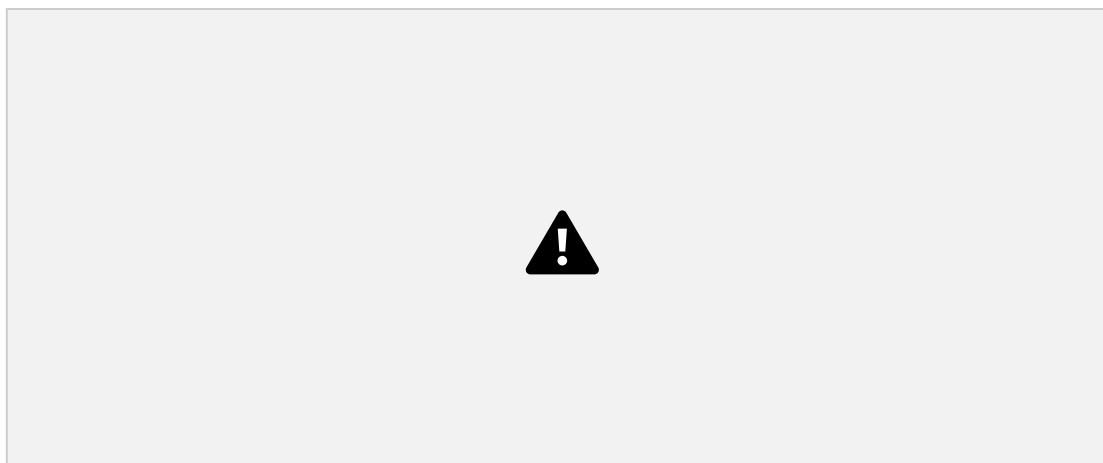
Σε παρόμοια μελέτη οι F. Turchetti et al (2023) εξέτασαν την συσσώρευση βλαβών σε υποδομές που εκτίθενται σε πολλαπλούς σεισμούς κατά την διάρκεια της ζωής τους, καθώς και στο πως οι επαναλαμβανόμενες δονήσεις μπορούν να μειώσουν σταδιακά την δομική ικανότητα μιας κατασκευής μέχρι την τελική της κατάρρευση. Για την

ΣΕΛΙΔΑ 36

πρόβλεψη αυτής της φθοράς, οι ερευνητές αξιολόγησαν και συνέκριναν δύο κύριες μεθοδολογίες: μία βασισμένη σε μοντέλα παλινδρόμησης (RBM) και μια που χρησιμοποιεί αλυσίδες Markov (MM), χρησιμοποιώντας ως μέτρο σύγκρισης μια μέθοδο προσομοίωσης Monte Carlo. Η ανάλυση εφαρμόστηκε σε έναν πυλώνα γέφυρας από οπλισμένο σκυρόδεμα, με την χρήση του σύνθετου δείκτη Park-Ang που συνυπολογίζει τόσο τη μέγιστη παραμόρφωση όσο και την ενέργεια που καταναλώνεται κατά τη σεισμική απόκριση.

Τα ευρήματα αποδεικνύουν ότι η μεθοδολογία Markov παρέχει εξαιρετικά ακριβείς και αντικειμενικές εκτιμήσεις για την πιθανότητα υπέρβασης των ορίων βλάβης, αν και απαιτεί μεγαλύτερο αριθμό δειγμάτων για την σωστή ρύθμιση των παραμέτρων της. Από την άλλη πλευρά, τα μοντέλα παλινδρόμησης αποδείχθηκαν υπολογιστικά πιο αποδοτικά, προσφέροντας ικανοποιητικά αποτελέσματα με λιγότερες αναλύσεις. Συμπερασματικά η έρευνα τονίζει ότι η εξέταση μεμονωμένων σεισμικών συμβάντων δεν επαρκεί για την αξιόπιστη εκτίμηση της ασφάλειας των κατασκευών σε βάθος χρόνου και καθιστά αναγκαία την ενσωμάτωση των πολλαπλών σεισμικών

καταπονήσεων στον σχεδιασμό και την συντήρηση των κρίσιμων υποδομών.



Εικόνα 5.2 α) Πιθανότητα n δονήσεων στη διάρκεια ζωής $T = 50$ έτη,

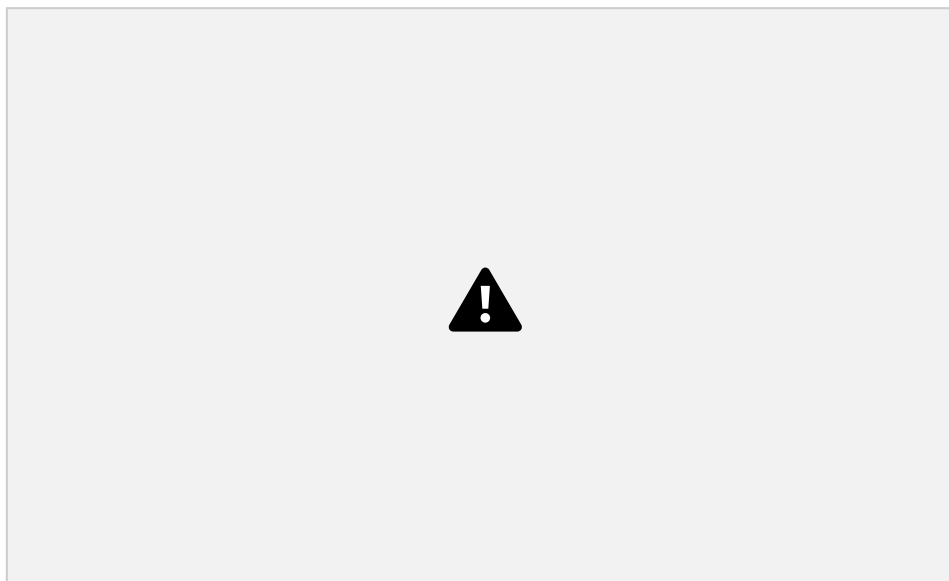
β) Πιθανότητα υπέρβασης του Μέτρου Έντασης (IM) σε 50 έτη υπό την προϋπόθεση του αριθμού των δονήσεων n (F. Turchetti et al 2023)

Μια νέα προσέγγιση για την μελέτη την σεισμικής απόκρισης σύμμικτων κτιρίων με δύο, τέσσερις και έξι ορόφους σε πολλαπλούς σεισμούς, τα οποία διαθέτουν υποστυλώματα από κοίλα υποστυλώματα πληρωμένα με σκυρόδεμα αναλύει η Katsimpini (2024). Η έρευνα χρησιμοποιεί μη γραμμικές αναλύσεις χρονοιστορίας για να εξετάσει πώς αποκρίνονται αυτές οι κατασκευές σε διαδοχικές σεισμικές δονήσεις, ένα φαινόμενο που οι παραδοσιακοί κανονισμοί σχεδιασμού συχνά δεν λαμβάνουν

ΣΕΛΙΔΑ 37

επαρκώς υπόψιν. Από την ανάλυση προκύπτει ότι οι σεισμικές ακολουθίες προκαλούν πολύ μεγαλύτερη καταπόνηση σε σχέση με μεμονωμένα γεγονότα, αυξάνοντας τις απαιτήσεις παραμόρφωσης και τις επιταχύνσεις.

Η προσθήκη των αποσβεστήρων αποδεικνύεται καθοριστική, καθώς επιτυγχάνει σημαντική μείωση των σχετικών μετατοπίσεων και των μέγιστων επιταχύνσεων σε όλα τα ύψη των κτιρίων. Το σύστημα αυτό εμφανίζει ιδιαίτερη αποτελεσματικότητα στον έλεγχο των μετατοπίσεων στους χαμηλότερους και μεσαίους ορόφους, ενώ ταυτόχρονα περιορίζει την αύξηση της επιτάχυνσης στα υψηλότερα επίπεδα. Τα ευρήματα αυτά επιβεβαιώνουν την αξία των ιξώδων αποσβεστήρων για την θωράκιση των σύνθετων κατασκευών και υπογραμμίζουν την αναγκαιότητα να συμπεριλαμβάνονται οι σεισμικές ακολουθίες στις σύγχρονες μελέτες σεισμικής επίδοσης.



Εικόνα 5.3 Τετραώροφη σύμμικτη κατασκευή με ιζώδη αποσβεστήρα τοιχώματος (Katsimpini 2024)

Σε μια επιπλέον εκτενή έρευνα οι Katsimpini et al (2024) διερευνούν τη σεισμική συμπεριφορά σύμμικτων πλαισίων με υποστυλώματα από χαλυβδοσωλήνες πληρωμένους με σκυρόδεμα (CFT) και χαλύβδινες δοκούς, εστιάζοντας στην επίδραση των διαδοχικών σεισμικών δονήσεων και της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Μέσω μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας σε κτίρια δύο, τεσσάρων και έξι ορόφων, εξετάστηκε πώς οι πραγματικές σεισμικές ακολουθίες επηρεάζουν κρίσιμες παραμέτρους όπως οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων και οι υπολειπόμενες παραμορφώσεις. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι επαναλαμβανόμενοι σεισμοί αυξάνουν γενικά τις απαιτήσεις μετατόπισης σε σύγκριση με μεμονωμένα συμβάντα, αν και υπήρξαν περιπτώσεις όπου ένας ισχυρός μεμονωμένος σεισμός προκάλεσε μεγαλύτερη καταπόνηση λόγω φαινομένων συντονισμού.

ΣΕΛΙΔΑ 38

Ένα ιδιαίτερα ενδιαφέρον εύρημα είναι ότι οι ψηλότερες κατασκευές παρουσίασαν χαμηλότερους δείκτες σχετικής μετατόπισης σε σύγκριση με τις χαμηλότερες, γεγονός που αποδίδεται στην αυξημένη αδρανειακή αντίσταση και στα αποτελεσματικότερα συστήματα ανάληψης πλευρικών φορτίων. Σε όλες τις περιπτώσεις, ο δεύτερος όροφος αποδείχθηκε ο πλέον ευάλωτος, εμφανίζοντας τις μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ανεξάρτητα από το συνολικό ύψος του κτιρίου. Όσον αφορά τις επιταχύνσεις των ορόφων, διαπιστώθηκε μια διαφοροποίηση ανάλογα με το ύψος. Στα χαμηλά κτίρια οι σεισμικές ακολουθίες προκαλούν υψηλότερες επιταχύνσεις, ενώ στα μεσαίου ύψους κτίρια οι μεμονωμένοι σεισμοί έχουν εντονότερη επίδραση.

Τα κατακόρυφα στοιχεία του πυλώνα είναι σύμμικτα μέλη τύπου CFST (Concrete Filled Steel Tube), δηλαδή κυκλικές χαλύβδινες διατομές πληρωμένες με σκυρόδεμα ($D = 3,5 \text{ m}$, $t = 35 \text{ mm}$, χάλυβας S355, σκυρόδεμα C40/50). Η φέρουσα ικανότητά τους υπολογίζεται με βάση την αναλυτική μέθοδο που προτείνεται από τους

Katsimpini et al. (2024), η οποία παρέχει άμεσες εμπειρικές σχέσεις για την οριακή αντοχή κυκλικών σύμμικτων μελών υπό αξονικό φορτίο, καθαρή κάμψη και συνδυασμό αξονικού φορτίου–καμπτικής ροπής, επαληθευμένες έναντι εκτεταμένης βάσης πεπερασμένων στοιχείων και πειραματικών δεδομένων.

Για την κυκλική σύμμικτη διατομή, ο σχετικός λόγος αντοχής δίνεται από (Katsimpini 2024)



Για συγκεκριμένες τιμές αξονικής δύναμης, P , και σχετικού λόγου αντοχής, ξ , η αντίστοιχη ροπή κάμψης της καμπύλης P-M μπορεί επίσης να προσδιοριστεί από εμπειρική εξίσωση



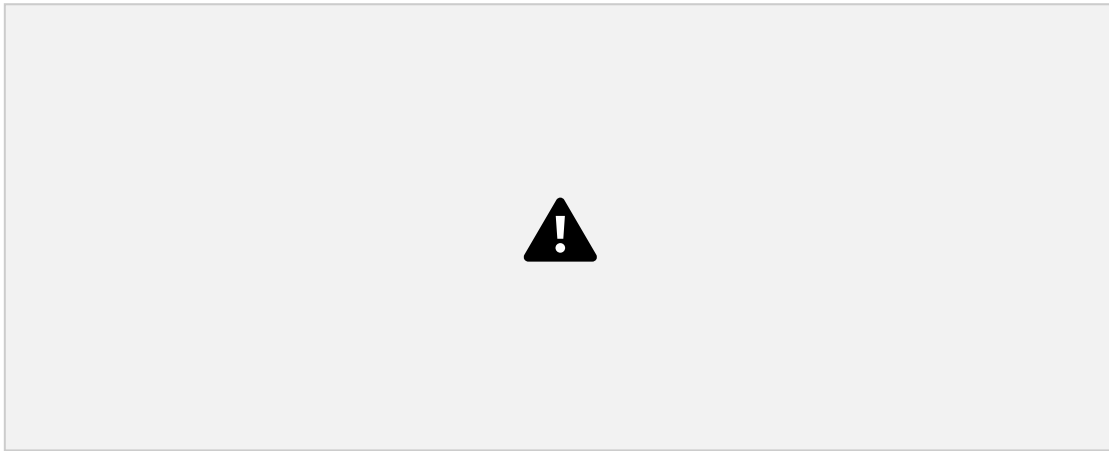
όπου, στην περίπτωση αυτή, οι παράμετροι m_1 — m_7 παρουσιάζονται σε πίνακα.

ΣΕΛΙΔΑ 39



Εικόνα 5.4 Παράμετροι της καμπύλης P-M (Katsimpini 2024)

Η εισαγωγή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI) έδειξε ότι το ενδώσιμο έδαφος (compliant soil) συμβάλλει στην απόσβεση ενέργειας και την μείωση των μετατοπίσεων, αλλά η επίδραση του στις υπολειπόμενες παραμορφώσεις ήταν λιγότερο σημαντική από ότι αναμενόταν. Η έρευνα καταλήγει στο συμπέρασμα ότι οι σύγχρονες μέθοδοι σεισμικού σχεδιασμού πρέπει να επανεκτιμηθούν, καθώς οι παραδοσιακές παραδοχές για τα μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα και την επίδραση του εδάφους συχνά δεν καλύπτουν την πολυπλοκότητα των πραγματικών συνθηκών.



Εικόνα 5.5 Σεισμικές ακολουθίες που εξετάστηκαν στην παρούσα μελέτη (Katsimpini et al 2024)

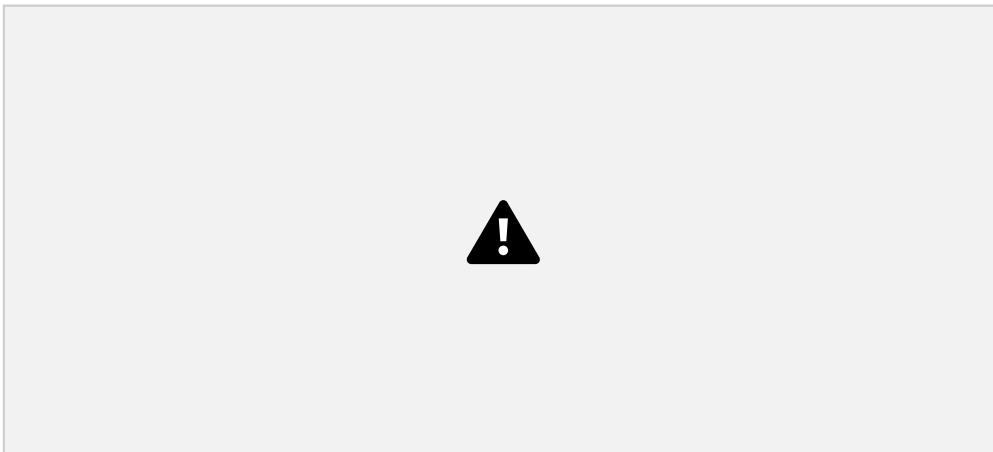
Η προσπάθεια μιας πιο ολοκληρωμένης προσέγγισης για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς ιστορικών πέτρινων γεφυρών σχολιάζεται από τους Katsimpini et al (2025). Χρησιμοποιήθηκε ως κύρια μελέτη περίπτωσης το εμβληματικό Γεφύρι της Άρτας. Μέσω ενός εξελιγμένου μοντέλου μηχανικής της βλάβης και της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, οι ερευνητές εξετάζουν πως οι διαδοχικές σεισμικές δονήσεις επηρεάζουν τη δομική ακεραιότητα τέτοιων κατασκευών σε βάθος χρόνου. Το βασικό συμπέρασμα της έρευνας είναι ότι η παραδοσιακή ανάλυση, που βασίζεται σε ένα μόνο σεισμικό γεγονός, τείνει να υποτιμά την συνολική τρωτότητα, καθώς η βλάβη συσσωρεύεται με μη γραμμικό τρόπο.

ΣΕΛΙΔΑ 40

Συγκεκριμένα, η έρευνα έδειξε ότι οι σεισμικές ακολουθίες προκαλούν από 30% έως 60% μεγαλύτερες μετατοπίσεις στην κορυφή των τόξων σε σύγκριση με μεμονωμένους σεισμούς, καθιστώντας τις γέφυρες πολύ πιο ευάλωτες σε μελλοντικές δονήσεις. Η ανάλυση αποκαλύπτει ότι η συσσωρευμένη φθορά συχνά ξεπερνά ακόμη και το άθροισμα των επιμέρους βλαβών από μεμονωμένα γεγονότα, γεγονός που υπογραμμίζει την ανάγκη για μια νέα προσέγγιση στην συντήρησή τους. Τα ευρήματα αυτά είναι καθοριστικής σημασίας για την διατήρηση της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς, καθώς επιτρέπουν στους μηχανικούς και τους συντηρητές να σχεδιάζουν πιο στοχευμένες και αποτελεσματικές παρεμβάσεις προστασίας, λαμβάνοντας υπόψη το σύνολο της σεισμικής καταπόνησης που έχει υποστεί ένα μνημείο κατά τη διάρκεια της ζωής του.



Εικόνα 5.6 Το ιστορικό εμβληματικό Γεφύρι της Άρτας (Katsimpini et al 2025)



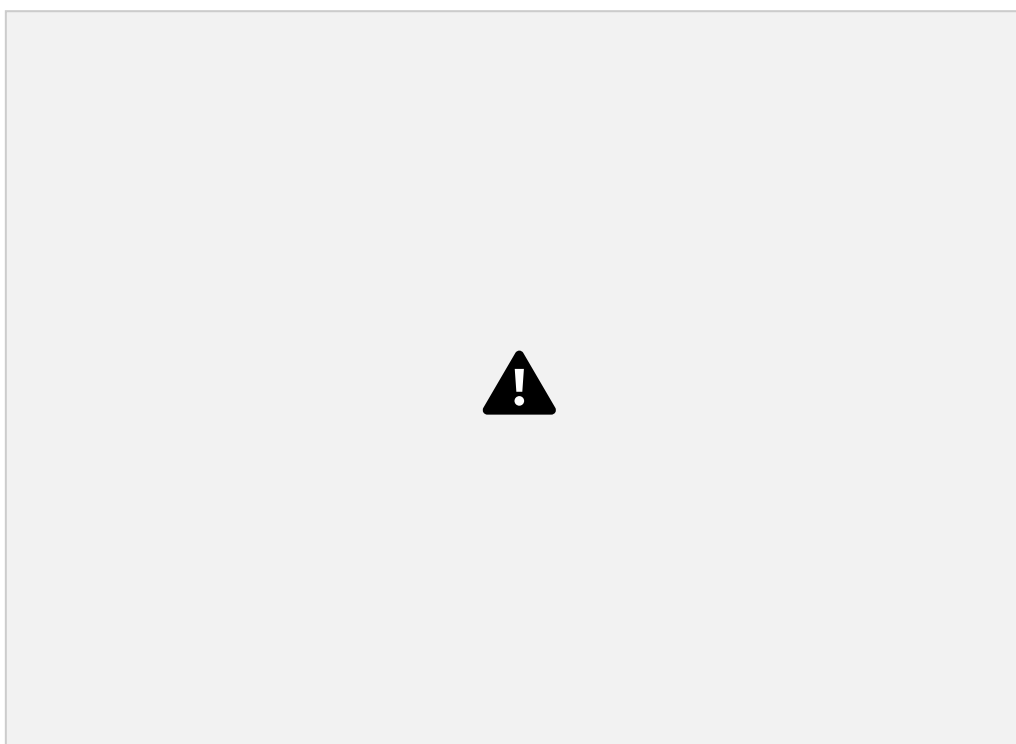
Εικόνα 5.7 Πλέγμα μοντέλου Πεπερασμένων Στοιχείων του Ιστορικού Γεφυριού της Άρτας (Katsimpini et al 2025)

ΣΕΛΙΔΑ 41

Στην παρούσα εργασία η καλωδιωτή γέφυρα υποβλήθηκε σε μη **γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας**. Η επιλογή των καταγραφών εδαφικής κίνησης για μη γραμμική ανάλυση γεφυρών απαιτεί προσεκτική εξέταση τόσο του φασματικού περιεχομένου όσο και των χαρακτηριστικών της σεισμικής ακολουθίας. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιούνται πραγματικές καταγεγραμμένες σεισμικές ακολουθίες, αντί τεχνητά κατασκευασμένων, με σκοπό τη διατήρηση της φυσικής συσχέτισης μεταξύ των χαρακτηριστικών του κύριου σεισμού και των μετασεισμών, συμπεριλαμβανομένου του συχνотικού περιεχομένου, της διάρκειας και της συσσώρευσης ενέργειας. Οι καταγραφές εδαφικής κίνησης προέρχονται από τη βάση δεδομένων ισχυρών κινήσεων PEER (Pacific Earthquake Engineering Research), η οποία αποτελεί ένα εκτεταμένο αποθετήριο καλά τεκμηριωμένων σεισμικών γεγονότων με αξιόπιστα

μεταδεδομένα.

Οι πέντε σεισμικές ακολουθίες που επιλέχθηκαν για τη μελέτη αυτή είναι: οι σεισμοί Mammoth Lakes, Imperial Valley, Coalinga, Chalfant Valley και Whittier Narrows (Εικόνα). Η επιλογή τους βασίστηκε στη διαθεσιμότητα καταγραφών τόσο του κύριου σεισμού όσο και των μετασεισμών από τον ίδιο σταθμό, καθώς και στο ευρύ φάσμα μεγεθών, επικεντρικών αποστάσεων και συχνοτικού περιεχομένου, εξασφαλίζοντας την αξιολόγηση της κατασκευαστικής απόκρισης σε ένα αντιπροσωπευτικό εύρος επιπέδων σεισμικής ζήτησης. Το ίδιο σύνολο ακολουθιών έχει χρησιμοποιηθεί σε πρόσφατες μελέτες για σύμμικτες κατασκευές υπό πολλαπλούς σεισμούς (Katsimpini, 2025), επιτρέποντας την άμεση σύγκριση της απόκρισης γεφυρών και κτιρίων υπό πανομοιότυπη σεισμική διέγερση.





Εικόνα 5.8 Πολλαπλοί σεισμοί

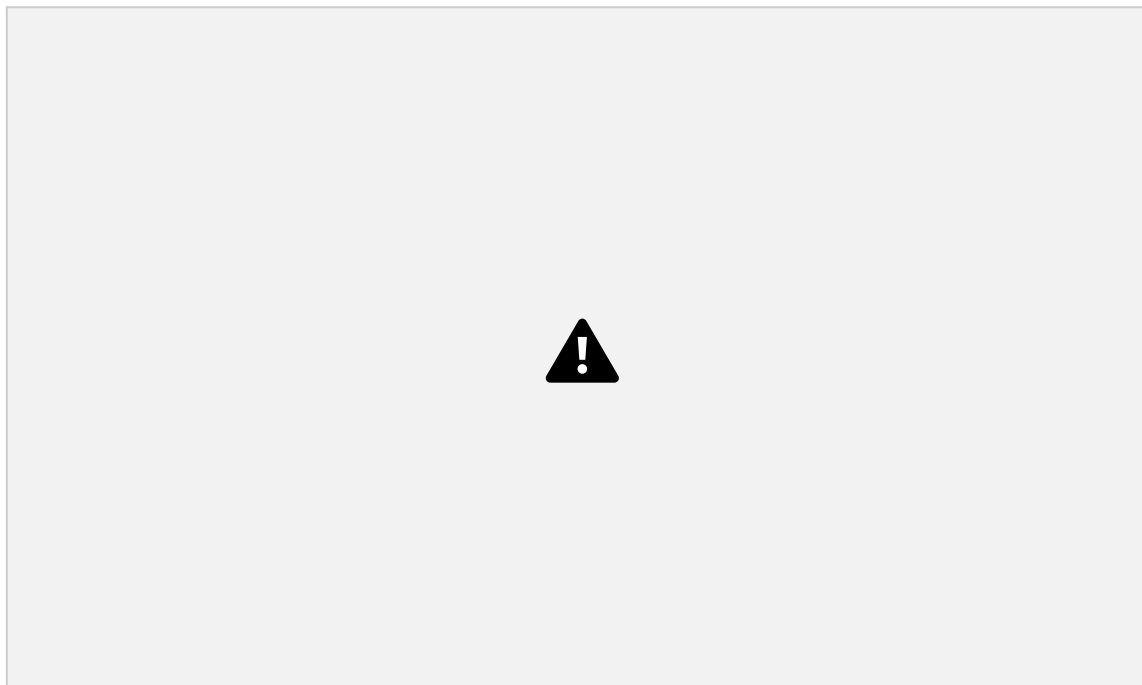
Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας με τους πολλαπλούς σεισμούς.

No.	Date	Record Name	Station Name
1	7/20/1986	Chalfant Valley -01	Zack Brothers Ranch
	7/21/1986	Chalfant Valley -02	
	7/21/1986	Chalfant Valley -03	
2	5/2/1983	Coalinga -01	Pleasant Valley P.P - yard
	5/9/1983	Coalinga -02	
	7/9/1983	Coalinga -03	
3	10/15/1979	Imperial Valley -01	El Centro Array #10
	10/15/1979	Imperial Valley -02	
4	5/25/1980	Mammoth Lakes -01	Convict Creek
	5/25/1980	Mammoth Lakes -02	
	5/25/1980	Mammoth Lakes -03	

γέφυρας λαμβάνεται υπόψη μέσω του φαινομένου διέλευσης κυμάτων, σύμφωνα με το οποίο τα σεισμικά κύματα φτάνουν σε κάθε στήριξη με χρονική καθυστέρηση που αντικατοπτρίζει την πεπερασμένη ταχύτητα διάδοσης του κυματικού πεδίου. Για την υπό εξέταση ανηρτημένη γέφυρα συνολικού μήκους 1.800 m, το εν λόγω φαινόμενο είναι ιδιαίτερα έντονο λόγω της μεγάλης απόστασης που χωρίζει τις στηρίξεις. Οι χρονικές καθυστερήσεις υπολογίστηκαν βάσει της σχέσης $\Delta t = d/VS$, υιοθετώντας ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων $VS = 300$ m/s, σύμφωνα με τις συνθήκες μέτριας πυκνότητας άμμου και την κατηγορία εδάφους C του Ευρωκώδικα 8 [1]. Λαμβάνοντας ως σημείο αναφοράς το αριστερό ακρόβαθρο, οι προκύπτουσες χρονικές υστερήσεις ανέρχονται σε 1,33 s στον αριστερό πυλώνα ($d = 400$ m), 4,67 s στον δεξιό πυλώνα ($d = 1.400$ m) και 6,00 s στο δεξιό ακρόβαθρο ($d = 1.800$ m). Η σεισμική διέγερση σε κάθε στήριξη εφαρμόστηκε ως ανεξάρτητη χρονικά μετατοπισμένη καταγραφή, εξασφαλίζοντας ότι η ανάλυση αποτυπώνει την εκτός φάσης διέγερση που χαρακτηρίζει την απόκριση γεφυρών μεγάλου ανοίγματος υπό πραγματικές σεισμικές συνθήκες.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

- Αποτελέσματα Σεισμού COALINGA 1 (CO1)



Εικόνα 5.9

Στην εικόνα 5.9 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το σεισμό Coalinga 1.

```
COALINGA 1
0 10 20 30 40 50      Time (sec)

UX Displacement

Joint 20
0.02
0.015 0.01
0.005 0
-0.005 -0.01 -0.015
-0.02 -0.025 -0.03
```

Εικόνα 5.10 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 20 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 1

ΣΕΛΙΔΑ 45

Η εικόνα 5.10 παρουσιάζει ένα διάγραμμα που καταγράφει τη μετατόπιση ενός συγκεκριμένου σημείου, το οποίο ονομάζεται Joint 20, σε συνάρτηση με τον χρόνο. Τα δεδομένα φαίνεται να προέρχονται από ένα σεισμικό γεγονός με την ονομασία Coalinga 1, καλύπτοντας μια χρονική διάρκεια σαράντα δευτερολέπτων. Οι πιο έντονες διακυμάνσεις της κίνησης παρατηρούνται στα πρώτα δέκα δευτερόλεπτα,

όπου η μετατόπιση φτάνει στις μέγιστες τιμές της. Στη συνέχεια, το πλάτος των δονήσεων μειώνεται σταδιακά, υποδεικνύοντας την εκτόνωση της ενέργειας του φαινομένου.

```

COALINGA 1
-0.04 -0.05      Time (sec)
0 10 20 30 40 50
UY Displacement

Joint 20
0.05 0.04 0.03 0.02
0.01 0
-0.01 -0.02 -0.03

```

Εικόνα 5.11 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης U^Y του Κόμβου 20 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 1

Το διάγραμμα με τίτλο COALINGA 1 παρουσιάζει στην εικόνα 5.11, τη χρονική εξέλιξη της μετατόπισης U^Y στον Κόμβο 20 (Joint 20), συσχετίζοντας το μέγεθος της μετατόπισης με την πάροδο του χρόνου σε δευτερόλεπτα. Σύμφωνα με την οπτική καταγραφή, η απόκριση του κόμβου παρουσιάζει την εντονότερη δραστηριότητα στο διάστημα μεταξύ 5 και 10 δευτερολέπτων, όπου παρατηρούνται οι μέγιστες τιμές ταλάντωσης που αγγίζουν περίπου το εύρος των $\pm 0,04$ μονάδων. Μετά τη συμπλήρωση των πρώτων 10 δευτερολέπτων, το εύρος της κίνησης μειώνεται αισθητά και το φαινόμενο εισέρχεται σε μια φάση σταδιακής απόσβεσης. Παρόλο που οι ταλαντώσεις συνεχίζονται μέχρι την ολοκλήρωση της καταγραφής στα 40 δευτερόλεπτα, οι μετατοπίσεις παραμένουν σε σημαντικά χαμηλότερα επίπεδα σε σύγκριση με την αρχική κορύφωση.

ΣΕΛΙΔΑ 46

```

Time (sec)
UX Displacement

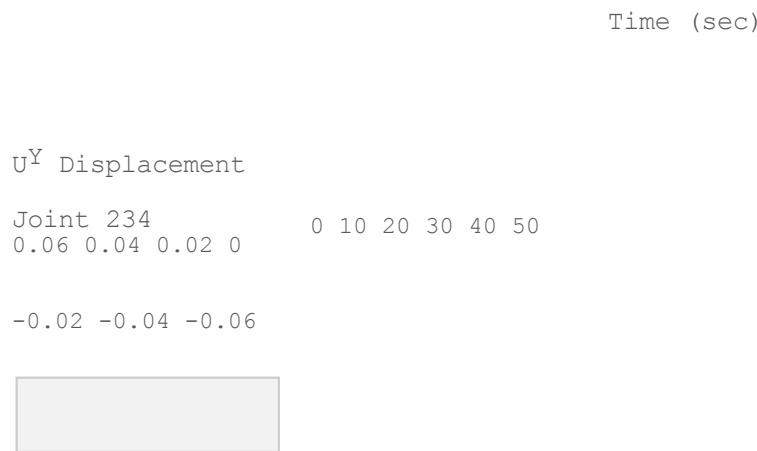
Joint 234
0.015 0.01
0 10 20 30 40 50
0.005 0
-0.005 -0.01 -0.015
-0.02 -0.025

COALINGA 1

```

Εικόνα 5.12 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 234 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 1

Το διάγραμμα της εικόνας 5.12 απεικονίζει τη χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX στον Κόμβο 234, παρουσιάζοντας τη διακύμανση της κίνησης σε ένα χρονικό παράθυρο 40 δευτερολέπτων. Η εντονότερη απόκριση του κόμβου εμφανίζεται πολύ νωρίς, με μια αιχμή στην αρνητική κατεύθυνση που προσεγγίζει την τιμή $-0,02$ γύρω στα 5 δευτερόλεπτα. Οι ταλαντώσεις παραμένουν έντονες μέχρι το 15ο δευτερόλεπτο, μετά το οποίο το εύρος της κίνησης μειώνεται σταδιακά, παρουσιάζοντας μια σαφή τάση απόσβεσης καθώς το φαινόμενο εξελίσσεται προς την ολοκλήρωση της καταγραφής.



Εικόνα 5.13 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 234 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 1

ΣΕΛΙΔΑ 47

Στην εικόνα 5.13, το διάγραμμα αποτυπώνει τη χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY για τον ίδιο κόμβο, όπου παρατηρούνται σημαντικά μεγαλύτερα μεγέθη κίνησης σε σύγκριση με τον άξονα UX. Οι τιμές της μετατόπισης σε αυτή την κατεύθυνση κυμαίνονται σε ένα ευρύτερο φάσμα, φτάνοντας σε μέγιστες αποκλίσεις που αγγίζουν το $\pm 0,05$. Η κορύφωση των ταλαντώσεων εντοπίζεται στο διάστημα μεταξύ 5 και 12 δευτερολέπτων, ενώ η διαδικασία εκτόνωσης της ενέργειας είναι πιο παρατεταμένη, με ορατές διακυμάνσεις να συνεχίζονται έως και τα 35 δευτερόλεπτα πριν την τελική ηρεμία του συστήματος.



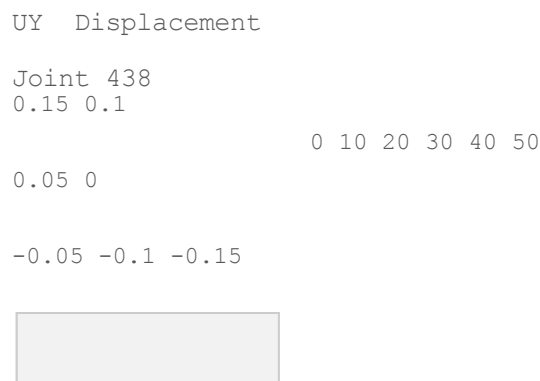
Time (sec)

Εικόνα 5.14 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 1

Στο διάγραμμα της εικόνας 5.14 της χρονικής εξέλιξης για τον κόμβο 438, η μετατόπιση στον άξονα UX παρουσιάζει μια έντονη αρχική ταλάντωση που φτάνει σε μια μέγιστη τιμή κοντά στο 0,02 στα πρώτα δευτερόλεπτα, με την κίνηση να εξασθενεί σταδιακά μετά τα 30 δευτερόλεπτα.

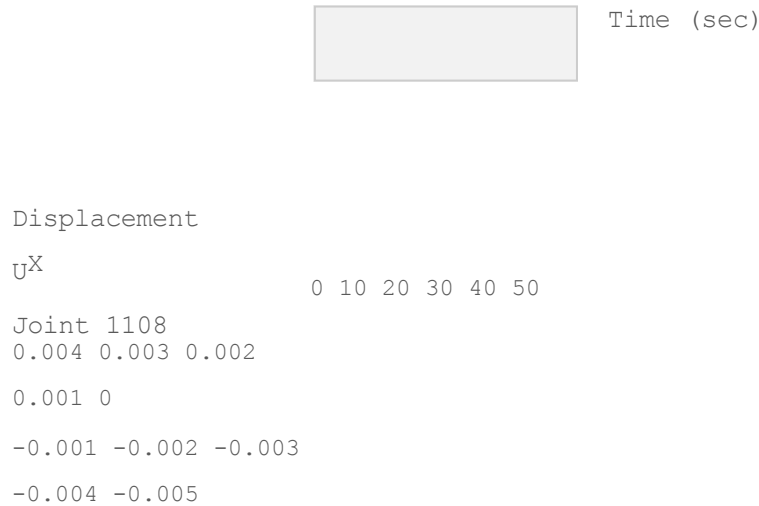
ΣΕΛΙΔΑ 48

Time (sec)



Εικόνα 5.15 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 1

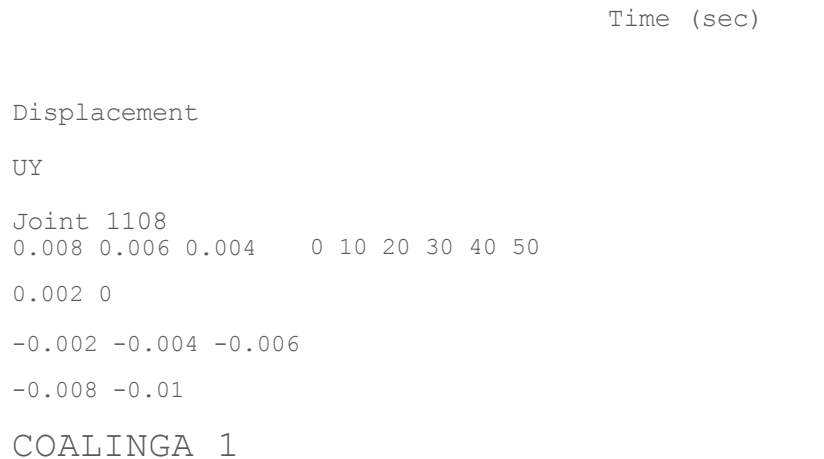
Στην αντίστοιχη καταγραφή της εικόνας 5.15 για τον ίδιο κόμβο στον άξονα UY, η μετατόπιση είναι σημαντικά μεγαλύτερη, παρουσιάζοντας μια αιχμή περίπου στο 0,1, γεγονός που υποδηλώνει πολύ πιο έντονη κίνηση σε αυτή την κατεύθυνση στη συγκεκριμένη θέση της γέφυρας.



Εικόνα 5.16 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 1108 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 1

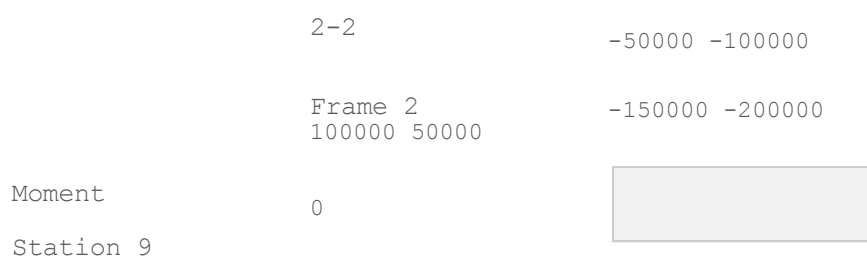
Περνώντας στον κόμβο 1108, το διάγραμμα της μετατόπισης UX στην εικόνα 5.16 δείχνει μια πολύ περιορισμένη απόκριση, με τις τιμές να κυμαίνονται σε εξαιρετικά χαμηλά επίπεδα που δεν ξεπερνούν το 0,003, κάτι που φανερώνει ένα σημείο με πολύ μεγαλύτερη ακαμψία ή μικρότερη κινητικότητα.

ΣΕΛΙΔΑ 49



Εικόνα 5.17 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 1108 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 1

Παρομοίως, στο διάγραμμα της εικόνας 5.17 για τη μετατόπιση UY του κόμβου 1108, οι τιμές παραμένουν χαμηλές, με τη μέγιστη απόκλιση να μην υπερβαίνει το 0,008, διατηρώντας μια σταθερή αλλά χαμηλής έντασης ταλάντωση καθ' όλη τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος.

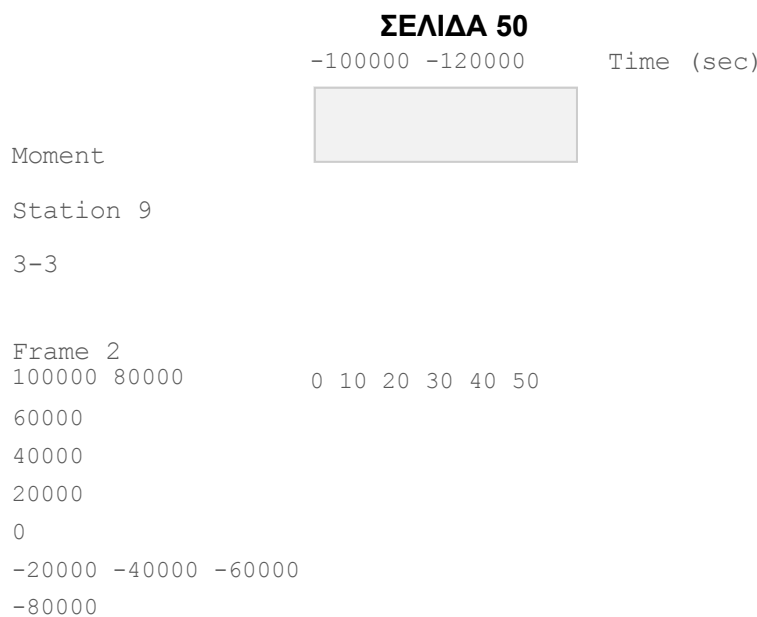


Time (sec)

0 10 20 30 40 50

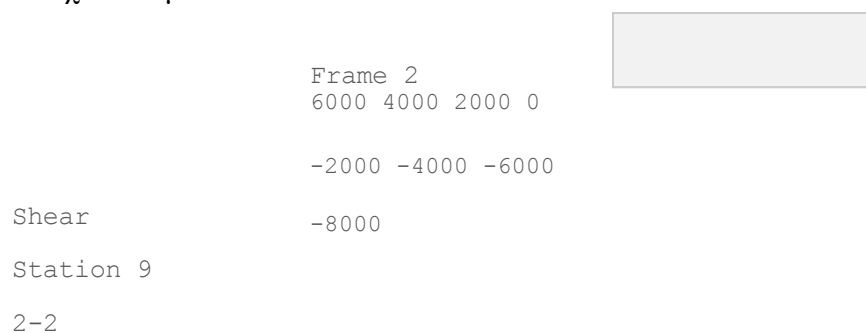
Εικόνα 5.18 Χρονική Ιστορία Κάμψης 2-2

Στο πλαίσιο 2, το διάγραμμα της καμπτικής ροπής Moment 2-2 της εικόνας 5.18 αποκαλύπτει μια εξαιρετικά υψηλή αρνητική τιμή που αγγίζει τις -175.000 περίπου στα 8 δευτερόλεπτα, αντικατοπτρίζοντας το σημείο μέγιστης καταπόνησης από κάμψη.



Εικόνα 5.19 Χρονική Ιστορία Κάμψης 3-3

Το διάγραμμα της εικόνας 5.19 της ροπής Moment 3-3 για το ίδιο πλαίσιο ακολουθεί μια παρόμοια χρονική πορεία, με την απόκριση να κορυφώνεται κοντά στις -100.000 και στη συνέχεια να μειώνεται σταδιακά.



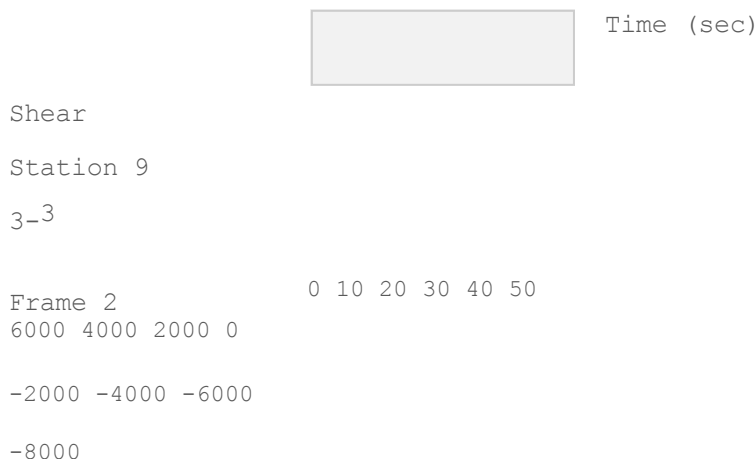
Time (sec)

0 10 20 30 40 50

Εικόνα 5.20 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Για το ίδιο πλαίσιο 2, το διάγραμμα της τέμνουσας δύναμης 2-2 της εικόνας 5.20 δείχνει διακυμάνσεις σε ένα εύρος από -6.000 έως 5.000, με τις πιο έντονες κορυφές να εντοπίζονται στο πρώτο μισό της καταγραφής.

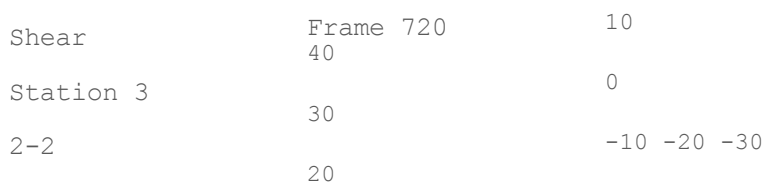
ΣΕΛΙΔΑ 51



Εικόνα 5.21 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

Αντίστοιχα στην εικόνα 5.21, το διάγραμμα της Shear 3-3 στο πλαίσιο 2 δείχνει απότομες δυνάμεις που φτάνουν σε τιμές έως -7.000, οι οποίες σταθεροποιούνται σε χαμηλότερα επίπεδα μετά τα 20 δευτερόλεπτα.

COALINGA 1



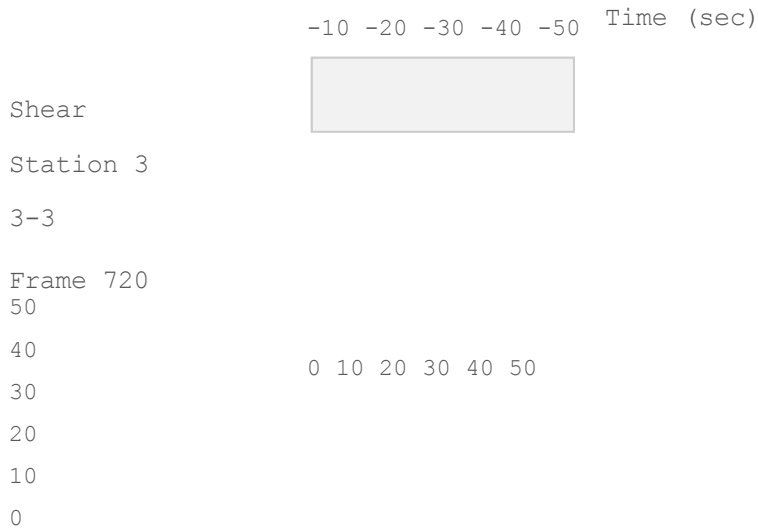
0 10 20 30 40 50

Time (sec)

Εικόνα 5.22 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

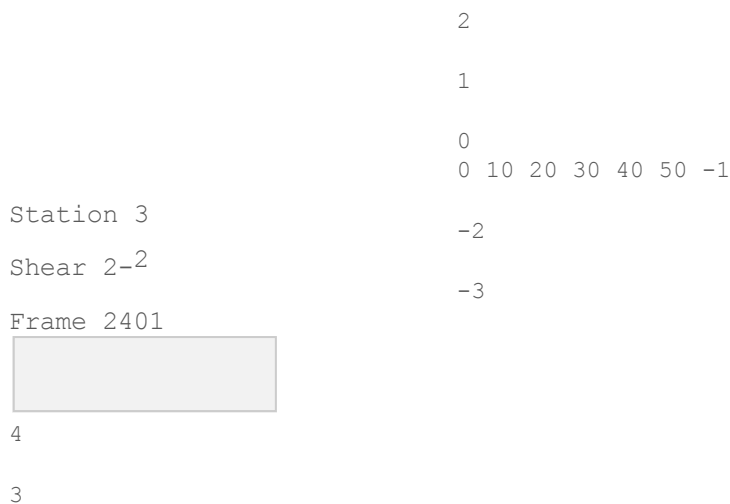
Στο πλαίσιο 720, το διάγραμμα της εικόνας της τέμνουσας Shear 2-2 παρουσιάζει μια πιο ομοιόμορφη ταλάντωση με μέγιστες τιμές γύρω στο 35.

ΣΕΛΙΔΑ 52



Εικόνα 5.23 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

Στο διάγραμμα της εικόνας 5.23 για την Shear 3-3 του πλαισίου 720, παρατηρούνται έντονες αυξομειώσεις που κορυφώνονται στις τιμές 40 και -45, με τη δομή να συνεχίζει να ταλαντώνεται εμφανώς μέχρι το τέλος της χρονικής ιστορίας.



Time (sec)

**Εικόνα 5.24 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2 (Frame 2401, Station 3
- Σεισμός Coalinga 1)**

Όσον αφορά τις εσωτερικές δυνάμεις, στην εικόνα 5.24 το διάγραμμα της τέμνουσας Shear 2-2 για το πλαίσιο 2401 δείχνει ότι η κύρια καταπόνηση συμβαίνει μεταξύ 5 και 10 δευτερολέπτων, με μια μέγιστη τιμή που προσεγγίζει το 3,5 πριν την τελική απόσβεση.

ΣΕΛΙΔΑ 53

-4

-5

Station 3

Shear 3-3

Frame 2401

COALINGA 1

4

3

2

1

0

0 10 20 30 40 50 -1

-2

Time (sec)

-3

**Εικόνα 5.25 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3 (Frame 2401, Station 3
- Σεισμός Coalinga 1)**

Στο ίδιο στοιχείο, το διάγραμμα της εικόνας 5.25 της τέμνουσας Shear 3-3 αποτυπώνει

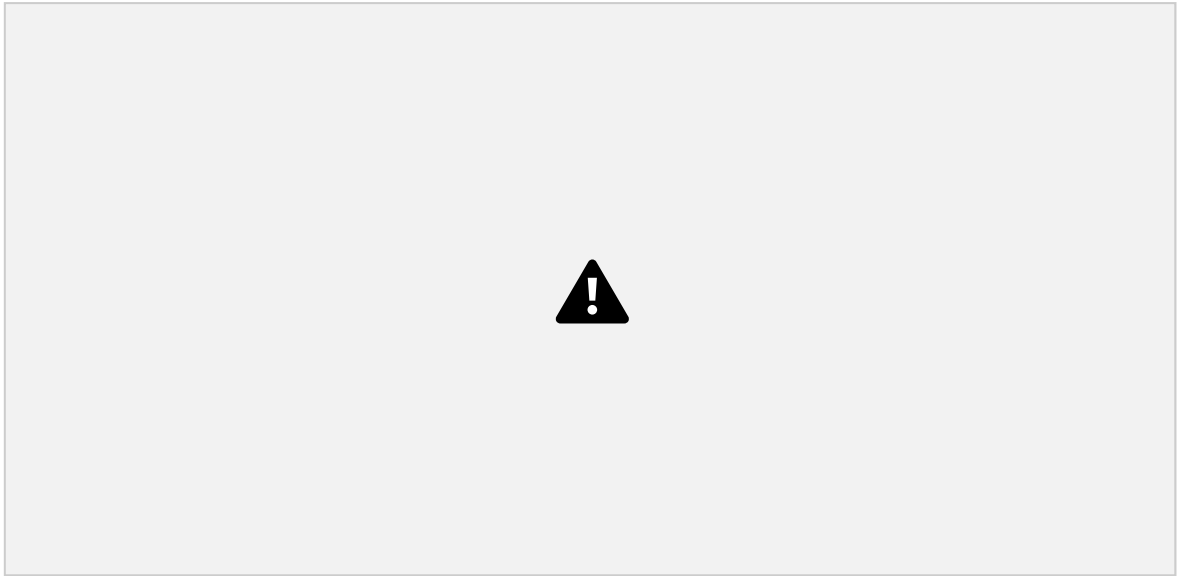
μια ακόμη πιο έντονη δυναμική απόκριση, με μια αρνητική αιχμή που φτάνει το -4 στην αρχή του φαινομένου, αναδεικνύοντας την επιβάρυνση στον συγκεκριμένο άξονα.

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P
	m				KN
723	0	C01	NonDirHist	Max	1324,029
723	5,74846	C01	NonDirHist	Max	1324,029
723	11,49691	C01	NonDirHist	Max	1324,029
723	0	C01	NonDirHist	Min	-0,006624
723	5,74846	C01	NonDirHist	Min	-0,006624
723	11,49691	C01	NonDirHist	Min	-0,006624

Από τα συγκεντρωτικά στοιχεία του πίνακα για το πλαίσιο 723, προκύπτει ότι αναπτύσσεται μια μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη P της τάξης των 1324,029 KN, ενώ οι ελάχιστες τιμές παραμένουν σχεδόν μηδενικές.

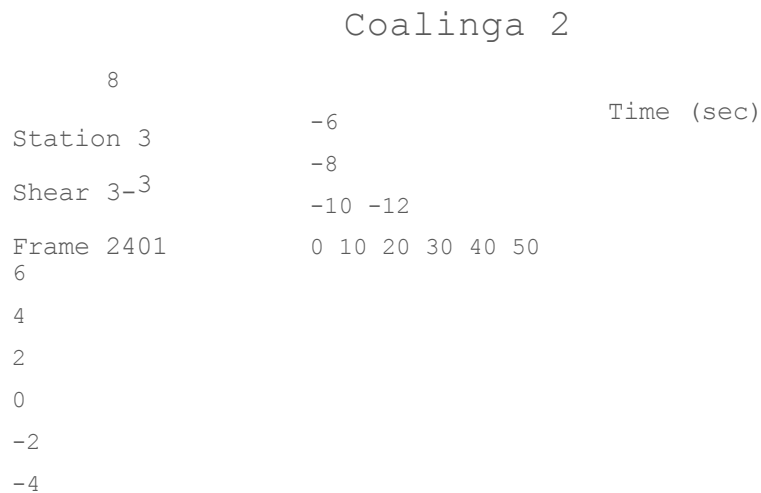
ΣΕΛΙΔΑ 54

- **Αποτελέσματα Σεισμού COALINGA 2 (CO2)**



Εικόνα 5.26

Στην εικόνα 5.26 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το σεισμό Coalinga 2.



Εικόνα 5.27 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

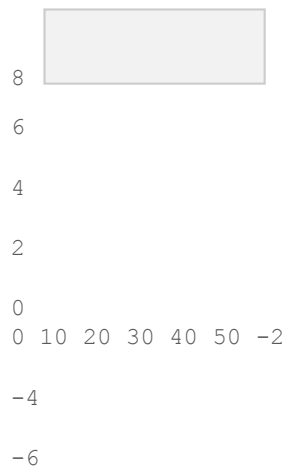
Στο αναλυτικό διάγραμμα της εικόνας 5.27 της τέμνουσας Shear 3-3 για το Frame 2401 Station 3, η ένταση είναι ιδιαίτερα υψηλή στα πρώτα 10 δευτερόλεπτα, με μια χαρακτηριστική αρνητική αιχμή που πλησιάζει την τιμή -10, αναδεικνύοντας την ισχυρή δυναμική επίδραση του σεισμού Coalinga 2.

ΣΕΛΙΔΑ 55

Shear 2-2

Frame 2401

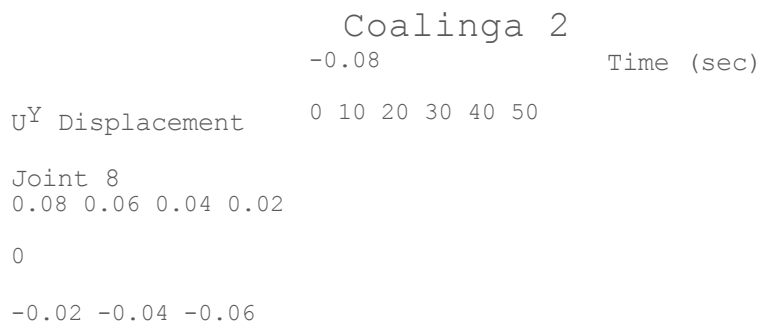
Station 3



Time (sec)

Εικόνα 5.28 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Στο διάγραμμα της εικόνας της τέμνουσας Shear 2-2 για το Frame 2401 στο Station 3, παρατηρούμε μια πολύ απότομη αρχική αιχμή που αγγίζει την τιμή 5 μέσα στα πρώτα δευτερόλεπτα της διέγερσης, η οποία ακολουθείται από μια ταχεία απόσβεση όπου οι δυνάμεις σταθεροποιούνται σχεδόν στο μηδέν μετά τα 15 δευτερόλεπτα.



Εικόνα 5.29 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 8 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 2

Για τη μετατόπιση UY στον κόμβο 8, η εικόνα 5.29 δείχνει ότι η απόκριση είναι έντονα ταλαντωτή με μέγιστες τιμές που κυμαίνονται από 0,06 έως -0,07, δείχνοντας ότι το σημείο αυτό της γέφυρας συνεχίζει να δονείται αισθητά για περισσότερα από

30 δευτερόλεπτα πριν η κίνηση εξασθενήσει πλήρως.

ΣΕΛΙΔΑ 56

Time (sec)

Displacement

UX

Joint 438

0.05 0.04 0.03 0.02 0 10 20 30 40 50

0.01 0

-0.01 -0.02 -0.03

-0.04 -0.05 -0.06

Coalinga 2

Εικόνα 5.30 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 2

Στο διάγραμμα της εικόνας 5.30 της μετατόπισης UX για τον κόμβο 438, η κίνηση ξεκινά με μια γρήγορη κορύφωση στο 0,04 και μια αντίστοιχη αρνητική τιμή στο -0,04 γύρω στα 5 δευτερόλεπτα, με την ταλάντωση να φθίνει σταδιακά και να εξαλείφεται μετά το όριο των 35 δευτερολέπτων.

Time (sec)

UY Displacement

Joint 438

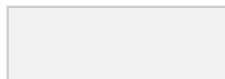
0 10 20 30 40 50

0.15 0.1

0.05 0

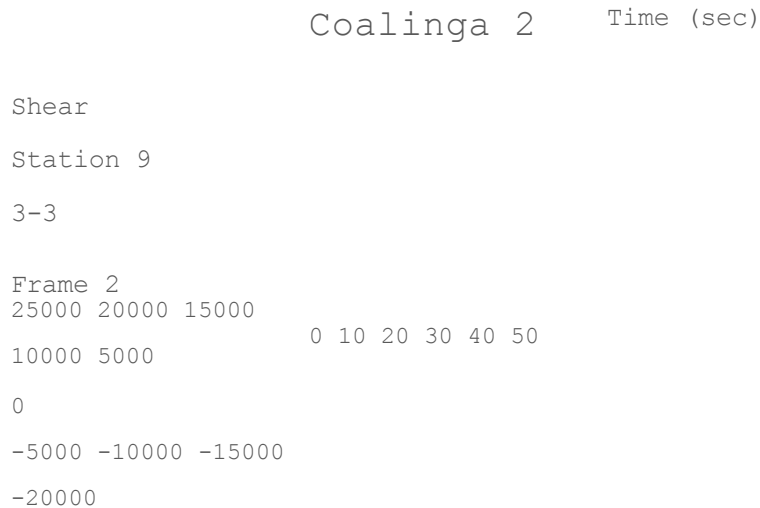
-0.05 -0.1 -0.15

-0.2



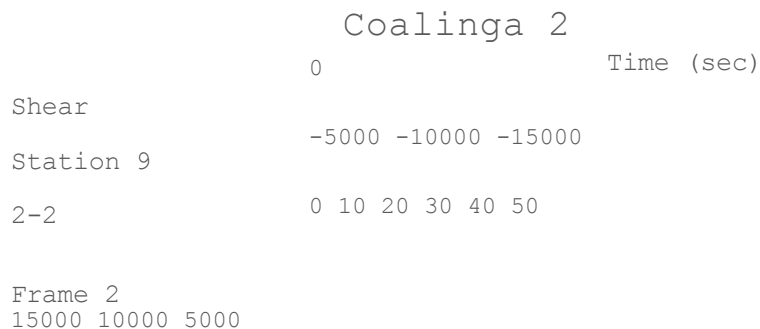
Εικόνα 5.31 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 2

Η μετατόπιση UY του κόμβου 438 στην εικόνα 5.31 παρουσιάζει πολύ μεγαλύτερο εύρος κίνησης σε σχέση με την οριζόντια, με τις αιχμές να φτάνουν το 0,13 και το -0,15, υποδηλώνοντας ότι ο συγκεκριμένος κόμβος δέχεται ισχυρές κατακόρυφες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού Coalinga 2.



Εικόνα 5.32 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

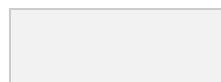
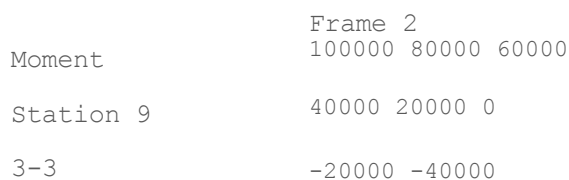
Σχετικά με την τέμνουσα Shear 3-3 στο Frame 2 Station 9 στην εικόνα 5.32, το διάγραμμα δείχνει ακραίες τιμές που προσεγγίζουν τις 15.000 σε θετική κατεύθυνση και τις -15.000 σε αρνητική, με την πιο έντονη δραστηριότητα να εντοπίζεται στο διάστημα μεταξύ 3 και 8 δευτερολέπτων.



Εικόνα 5.33 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Τέλος, το διάγραμμα της τέμνουσας Shear 2-2 στο Frame 2 Station 9 στην εικόνα 5.33 εμφανίζει μια απότομη κορύφωση σχεδόν στις 10.000 και μια άμεση πτώση στις -10.000, με τη δραστηριότητα να μειώνεται σημαντικά και να σταθεροποιείται μετά τα 20 δευτερόλεπτα της καταγραφής.

ΣΕΛΙΔΑ 58



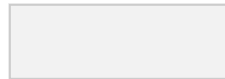
Εικόνα 5.34 Χρονική Ιστορία Κάμψης 3-3

0 10 20 30 40 50

Time (sec)

Το διάγραμμα της εικόνας 5.34 για τη ροπή Moment 3-3 στο Frame 2 Station 9 καταγράφει μια μέγιστη τιμή κοντά στις 80.000 στην αρχή του συμβάντος, ενώ στη συνέχεια οι διακυμάνσεις περιορίζονται σε ένα εύρος μεταξύ 20.000 και -20.000 μέχρι το τέλος της χρονικής ιστορίας.

-150000 -200000 Time (sec)
-250000 -300000



Moment

Station 9

2-2

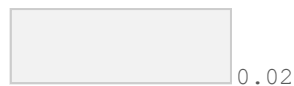
0 10 20 30 40 50

Frame 2
250000 200000 150000
100000 50000
0
-50000 -100000

Εικόνα 5.35 Χρονική Ιστορία Κάμψης 2-2

Στην περίπτωση της ροπής Moment 2-2 στην εικόνα 5.35 για το ίδιο στοιχείο (Frame 2 Station 9), παρατηρείται μια δραματική αύξηση της αρνητικής ροπής που φτάνει την τιμή -250.000, γεγονός που υποδεικνύει μια εξαιρετικά υψηλή καμπτική καταπόνηση στο συγκεκριμένο τμήμα της δομής.

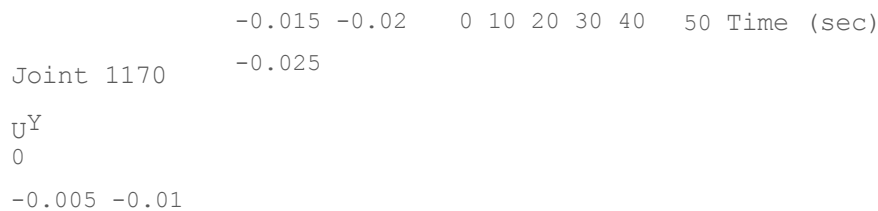
ΣΕΛΙΔΑ 59



Displacement
0.025

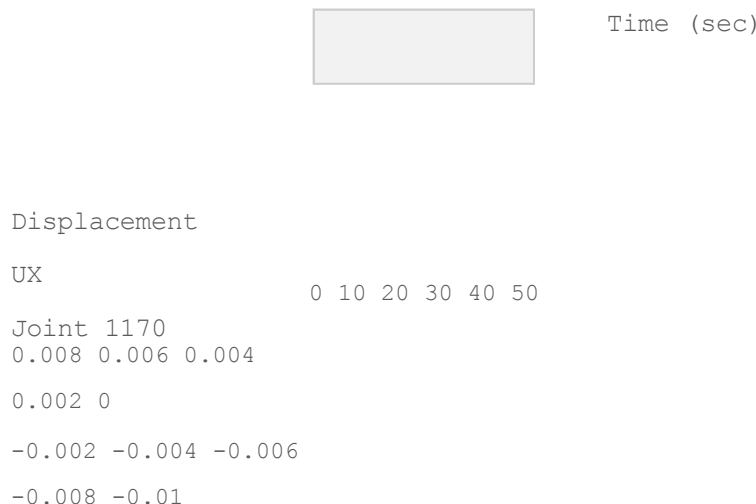
0.015 0.01 0.005

0.02



Εικόνα 5.36 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 1170 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 2

Στο διάγραμμα της εικόνας 5.36 παρατηρούμε μια έντονη ταλάντωση που ξεκινά αμέσως με την εκδήλωση του σεισμού Coalinga 2, με την αρνητική αιχμή να φτάνει περίπου το -0,022 και τη θετική το 0,02. Η κίνηση στον άξονα αυτόν διατηρεί μια σημαντική ένταση για τα πρώτα 15 δευτερόλεπτα, ενώ στη συνέχεια το εύρος μειώνεται σταδιακά, παρουσιάζοντας μια ομαλή απόσβεση μέχρι το τέλος της χρονικής περιόδου.



Εικόνα 5.37 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 1170 κατά το σεισμικό γεγονός COALINGA 2

Όσον αφορά τη μετατόπιση UX για τον ίδιο κόμβο 1170 της εικόνας 5.37, η απόκριση εμφανίζει μια πολύ απότομη και στιγμιαία κορύφωση στην αρχή, όπου η τιμή αγγίζει

ΣΕΛΙΔΑ 60

το -0,009. Σε σύγκριση με την κίνηση στον UY, οι τιμές εδώ είναι αισθητά χαμηλότερες, γεγονός που υποδηλώνει μικρότερη κινητικότητα στον οριζόντιο άξονα, ενώ η ταλάντωση φαίνεται να σταθεροποιείται πολύ πιο γρήγορα, πλησιάζοντας το μηδέν μετά τα 25 δευτερόλεπτα.

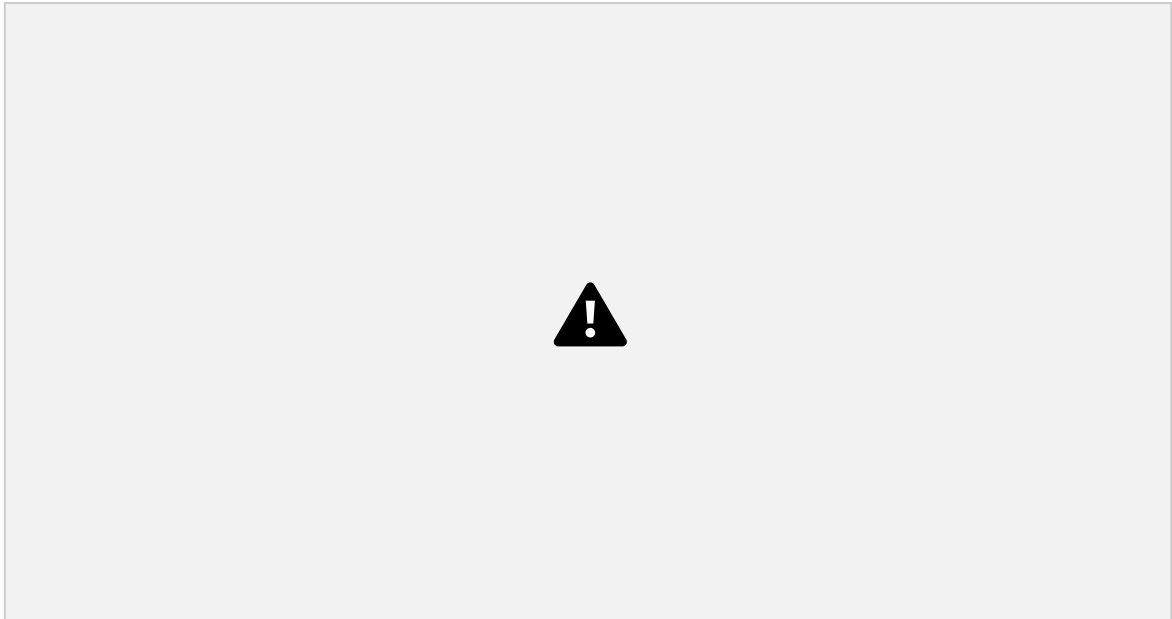
TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P
	m				KN
194	0	CO2	NonDirHist	Max	9259,091
194	5,30594	CO2	NonDirHist	Max	9259,091

194	10,61188	CO2	NonDirHist	Max	9259,091
194	0	CO2	NonDirHist	Min	-0,011
194	5,30594	CO2	NonDirHist	Min	-0,011
194	10,61188	CO2	NonDirHist	Min	-0,011

Από τα δεδομένα του πίνακα για το πλαίσιο 194, προκύπτει ότι το δομικό στοιχείο καταπονείται από μια εξαιρετικά υψηλή μέγιστη αξονική δύναμη P, η οποία ανέρχεται στα 9259,091 KN σε όλο το μήκος του, από τη βάση έως το τέλος του στα 10,6 μέτρα. Οι ελάχιστες τιμές της αξονικής δύναμης παραμένουν πρακτικά αμελητέες στο -0,011 KN, στοιχείο που δείχνει ότι το συγκεκριμένο μέλος λειτουργεί σχεδόν αποκλειστικά υπό συνθήκες έντονης θλίψης κατά τη διάρκεια του συγκεκριμένου σεισμικού συμβάντος.

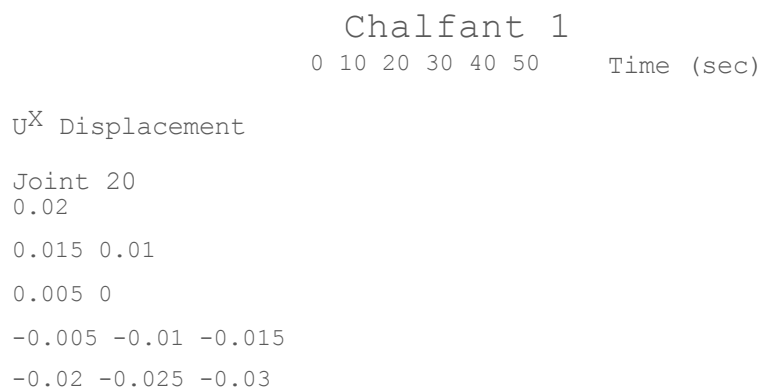
ΣΕΛΙΔΑ 61

- Αποτελέσματα Σεισμού CHALFANT 1 (CH1)



Εικόνα 5.38

Στην εικόνα 5.38 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το σεισμό Chalfant 1.



Εικόνα 5.39 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 20 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT 1

Όσον αφορά τη μετατόπιση UX στον κόμβο 20 της εικόνας 5.39, ξεχωρίζει μια εξαιρετικά απότομη και στιγμιαία αρνητική αιχμή στην αρχή που φτάνει το -0,027, η

ΣΕΛΙΔΑ 62

οποία ακολουθείται από αισθητά μικρότερες ταλαντώσεις που σταθεροποιούνται μετά τα 25 δευτερόλεπτα.

```

                                -0.05 -0.1 -0.15      Time (sec)
UY Displacement
                                0 10 20 30 40 50
Joint 438
0.15 0.1

0.05 0

```

Εικόνα 5.40 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT 1

Στο διάγραμμα της μετατόπισης UY για τον κόμβο 438 της εικόνας 5.40, οι τιμές είναι πολύ μεγαλύτερες σε κλίμακα συγκριτικά με τον οριζόντιο άξονα, με την ταλάντωση να κυμαίνεται μεταξύ 0,1 και -0,11, δείχνοντας μια σαφή κυματική μορφή που διατηρείται για μεγάλο μέρος του σεισμού.

```

                                Chalfant 1
                                0 10 20 30 40 50      Time (sec)
UX Displacement
Joint 438
0.03 0.02 0.01 0
-0.01 -0.02 -0.03
-0.04

```

Εικόνα 5.41 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT 1

ΣΕΛΙΔΑ 63

Στο διάγραμμα για τη μετατόπιση UX του κόμβου 438 της εικόνας 5.41, παρατηρείται μια έντονη αρχική διέγερση με τη μέγιστη αρνητική τιμή να φτάνει περίπου το -0,035 στα 15 δευτερόλεπτα, ενώ η κίνηση σταδιακά αποσβένεται μετά το όριο των 30 δευτερολέπτων.

```

                                Chalfant 1
                                -20000 -40000
Moment
                                0 10 20 30 40 50
Station 9
3-3

Frame 2
80000 60000 40000

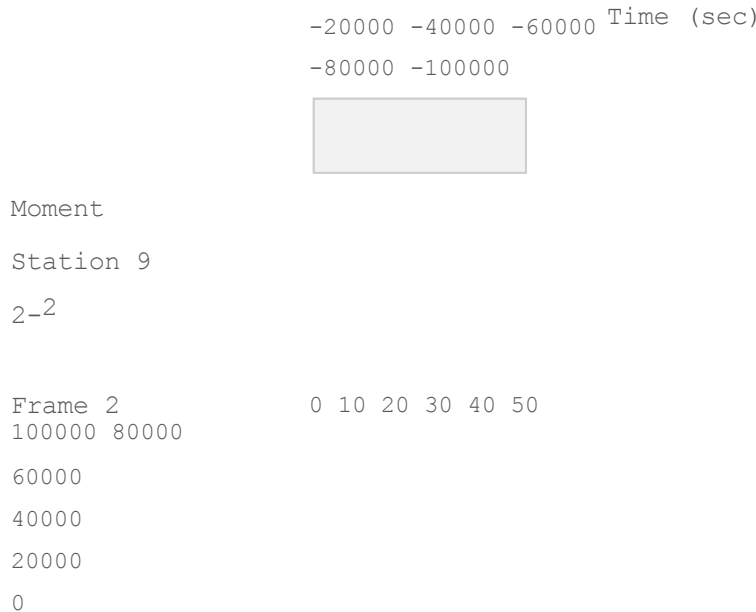
20000 0

```

Εικόνα 5.42 Χρονική Ιστορία Κάμψης 3-3

Time (sec)

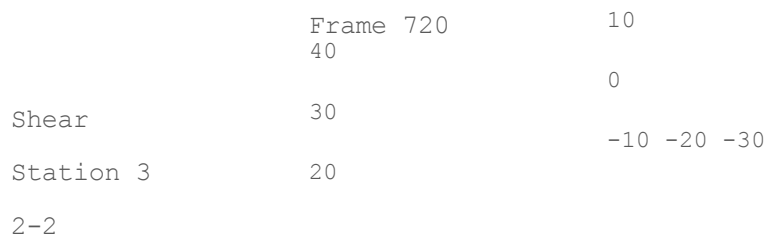
Το διάγραμμα της ροπής Moment 3-3 για το Frame 2 στην εικόνα 5.42, δείχνει μια παρατεταμένη ταλάντωση που κορυφώνεται κοντά στις 70.000 μονάδες, διατηρώντας υψηλά επίπεδα ενέργειας και διακυμάνσεων μέχρι και τα 35 δευτερόλεπτα της καταγραφής.



Εικόνα 5.43 Χρονική Ιστορία Κάμψης 2-2

ΣΕΛΙΔΑ 64

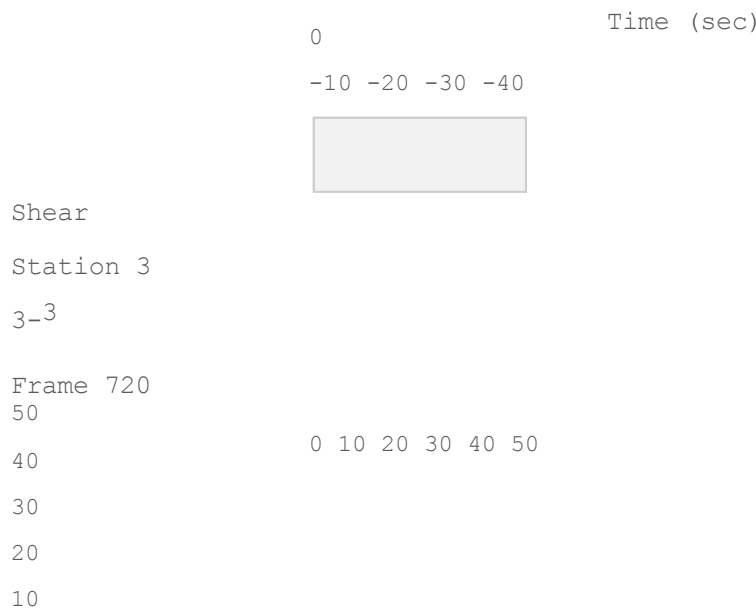
Στο διάγραμμα της ροπής Moment 2-2 του ίδιου πλαισίου (Frame 2) της εικόνας 5.43, παρατηρείται μια έντονα ασύμμετρη απόκριση με τις αρνητικές τιμές να πλησιάζουν τις -100.000, στοιχείο που αντικατοπτρίζει τη μεγάλη καμπτική επιβάρυνση που δέχεται η δομή.





Εικόνα 5.44 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Για την τέμνουσα δύναμη Shear 2-2 στο Frame 720 στην εικόνα 5.44, η απόκριση είναι ιδιαίτερα ισχυρή στην αρχή της χρονικής ιστορίας, με τις τιμές να κυμαίνονται μεταξύ 30 και -25, γεγονός που υποδεικνύει τη δυναμική καταπόνηση που δέχεται το συγκεκριμένο τμήμα της γέφυρας στα πρώτα 15 δευτερόλεπτα της δόνησης.



Εικόνα 5.45 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

ΣΕΛΙΔΑ 65

Στην τέμνουσα Shear 3-3 του Frame 720 της εικόνας 5.45, οι δυνάμεις εμφανίζονται ελαφρώς υψηλότερες σε σύγκριση με την Shear 2-2, φτάνοντας τιμές έως και 40, με τη μέγιστη ένταση να εντοπίζεται ξεκάθαρα στο διάστημα μεταξύ 5 και 10 δευτερολέπτων.



0
0 10 20 30 40 50 -1

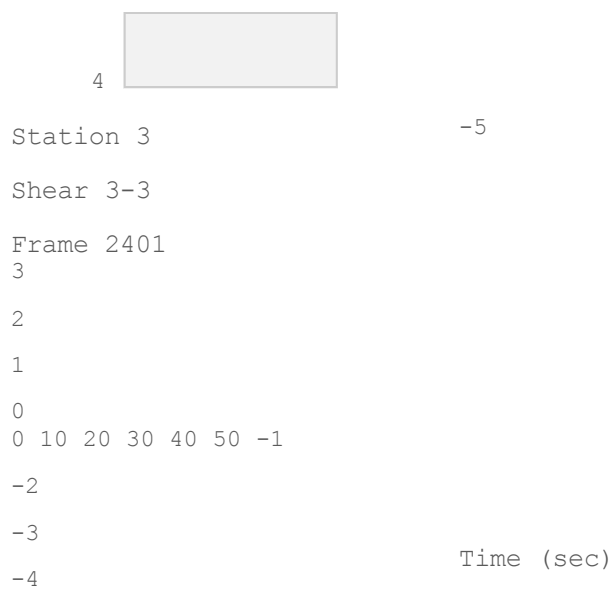
-2

-3

Time (sec)

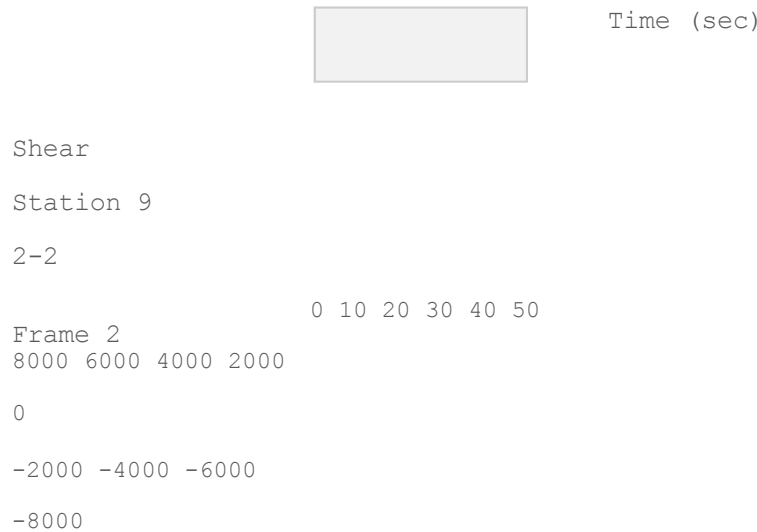
Εικόνα 5.46 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Η τέμνουσα Shear 2-2 στο Frame 2401 της εικόνας 5.46 ακολουθεί ένα παρόμοιο μοτίβο με την Shear 3-3 του ίδιου στοιχείου, αλλά με ελαφρώς μικρότερες αιχμές που δεν ξεπερνούν το 3,5, δείχνοντας μια πιο ομαλή και γρήγορη απόσβεση.



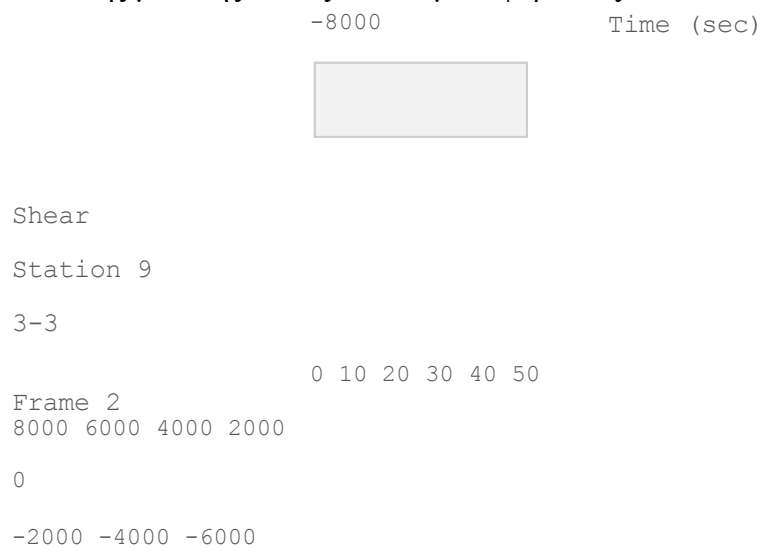
Εικόνα 5.47 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

Στο Frame 2401, η τέμνουσα Shear 3-3 της εικόνας 5.47 παρουσιάζει πολύ γρήγορες διακυμάνσεις με μέγιστες αιχμές γύρω στο 4 και -4, με το φαινόμενο να εκτονώνεται αρκετά γρήγορα μετά το πρώτο τέταρτο της συνολικής διάρκειας.



Εικόνα 5.48 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Για το Frame 2, η τέμνουσα δύναμη Shear 2-2 της εικόνας 5.48 εμφανίζει απότομες κορυφές που αγγίζουν τις 6.000 μονάδες στην αρχή, ακολουθώντας στη συνέχεια μια πορεία σταδιακής μείωσης καθώς το σεισμικό φορτίο εξασθενεί.



Εικόνα 5.49 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

Στο διάγραμμα για το Frame 2, η Shear 3-3 της εικόνας 5.49 καταγράφει σημαντικές τέμνουσες δυνάμεις με εύρος από 7.000 έως -7.000, παραμένοντας ενεργή με έντονες ταλαντώσεις σχεδόν σε όλη τη διάρκεια της περιόδου των 40 δευτερολέπτων.

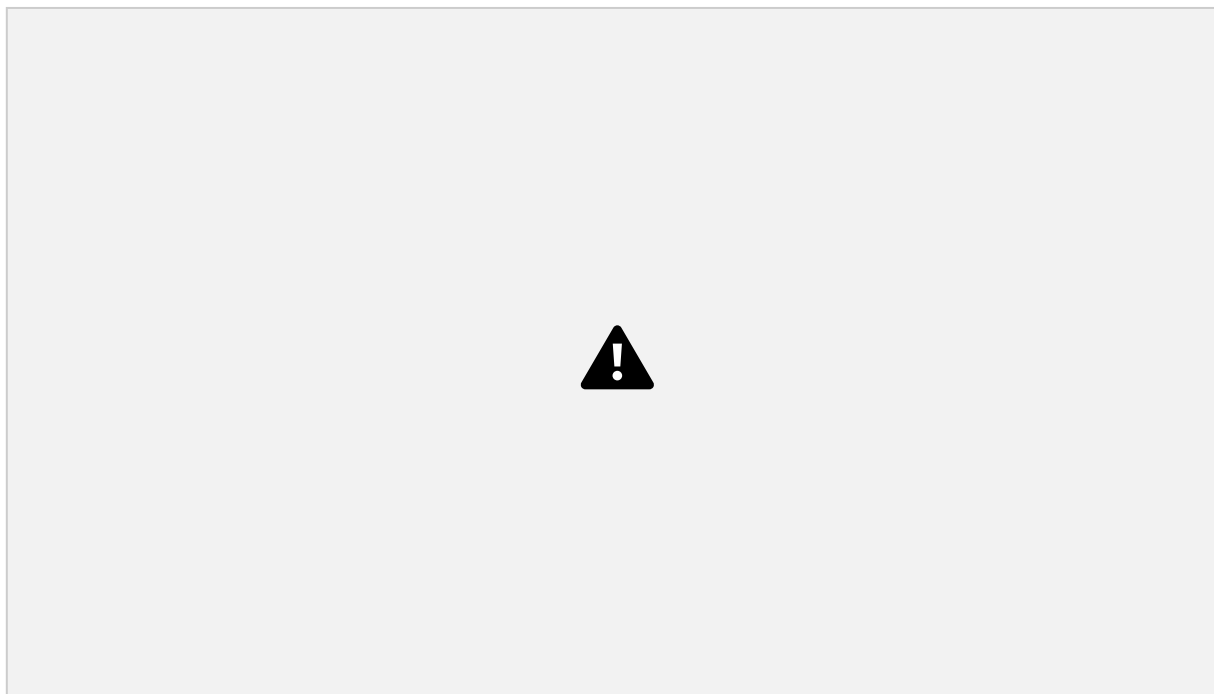
ΣΕΛΙΔΑ 67

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P

	m				KN
720	0	CH1	NonDirHist	Max	1331,343
720	5,74846	CH1	NonDirHist	Max	1331,343
720	11,49691	CH1	NonDirHist	Max	1331,343
720	0	CH1	NonDirHist	Min	0,006625
720	5,74846	CH1	NonDirHist	Min	0,006625
720	11,49691	CH1	NonDirHist	Min	0,006625

Από τα δεδομένα του πίνακα για τις δυνάμεις στο Frame 720, προκύπτει ότι η μέγιστη αξονική δύναμη P παραμένει σταθερή στα 1331,343 KN σε όλα τα εξεταζόμενα σημεία, ενώ οι ελάχιστες τιμές είναι πρακτικά μηδενικές, κάτι που υποδηλώνει ότι το μέλος λειτουργεί αποκλειστικά υπό θλίψη.

• Αποτελέσματα Σεισμού CHALFANT 2 (CH2)



Εικόνα 5.50

Στην εικόνα 5.50 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το σεισμό Chalfant 2.

Time (sec)

```
UY Displacement
Joint 438
0.15 0.1
0.05 0          0 10 20 30 40 50
-0.05 -0.1 -0.15
-0.2
```

Chalfant 2

Εικόνα 5.51 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT 2

Στο διάγραμμα της μετατόπισης UY για τον κόμβο 438, βλέπουμε μια πολύ έντονη σεισμική απόκριση που ξεκινά αμέσως με την έναρξη του φαινομένου Chalfant 2. Οι τιμές παρουσιάζουν μεγάλες διακυμάνσεις από 0,13 έως -0,15 μέτρα, υποδεικνύοντας ότι η γέφυρα υφίσταται σημαντικές κατακόρυφες μετακινήσεις, οι οποίες αρχίζουν να εξασθενούν αισθητά μετά τα 25 δευτερόλεπτα.

```
Chalfant 2
0 10 20 30 40 50      Time (sec)
UY Displacement
Joint 438
0.08 0.06 0.04 0.02
0
-0.02 -0.04 -0.06
-0.08
-0.1 -0.12
```

Εικόνα 5.52 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT 2

Στην περίπτωση της μετατόπισης UX για τον κόμβο 438 στην εικόνα 5.52, η οριζόντια κίνηση είναι επίσης έντονη, με τις μέγιστες κορυφές να φτάνουν το 0,07 και το -0,1. Το διάγραμμα αποτυπώνει μια συνεχή ταλάντωση η οποία παραμένει ενεργή για μεγάλο μέρος της χρονικής ιστορίας πριν την τελική απόσβεση.

ΣΕΛΙΔΑ 69

-0.08 -0.1

Chalfant 2

```
UY Displacement
Joint 20
0.1
0.08 0.06 0.04 0.02
0
-0.02 -0.04 -0.06
```

Time (sec)

0 10 20 30 40 50

Εικόνα 5.53 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 20 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT 2

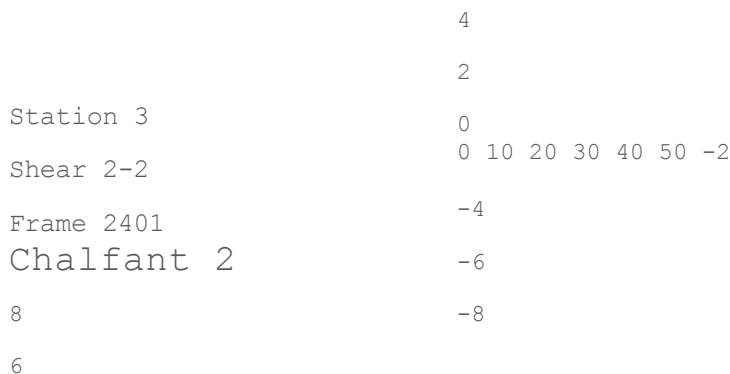
Για τον κόμβο 20, η μετατόπιση UY δείχνει μια ξεκάθαρη κυματική μορφή με συχνές εναλλαγές προσήμων. Η μέγιστη θετική τιμή αγγίζει το 0,08 ενώ η αρνητική φτάνει το -0,06, γεγονός που δείχνει μια σταθερή αλλά έντονη κατακόρυφη δόνηση του συγκεκριμένου σημείου κατά τη διάρκεια των πρώτων 20 δευτερολέπτων.



Εικόνα 5.54 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 20 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT 2

Στο διάγραμμα της οριζόντιας μετατόπισης UX για τον κόμβο 20, παρατηρούμε μια πιο περιορισμένη απόκριση συγκριτικά με τα υπόλοιπα μεγέθη. Οι αιχμές της κίνησης κυμαίνονται μεταξύ 0,03 και -0,04, κάτι που υποδηλώνει μια πιο συγκρατημένη οριζόντια μετακίνηση σε αυτό το τμήμα της δομής.

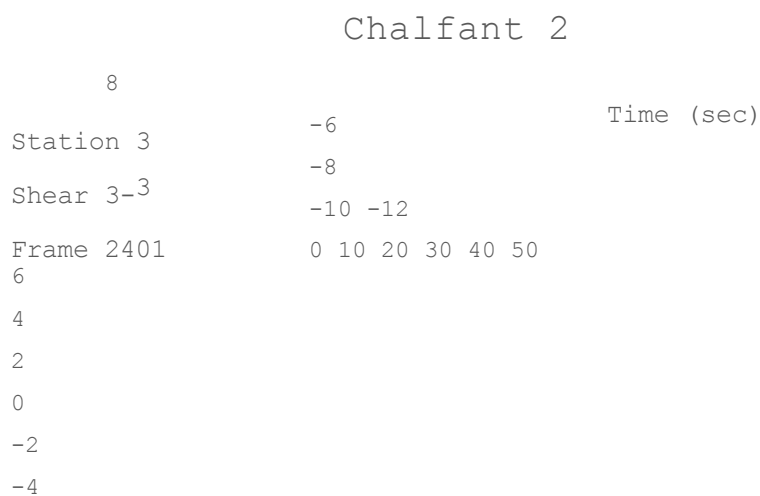
ΣΕΛΙΔΑ 70



Time (sec)

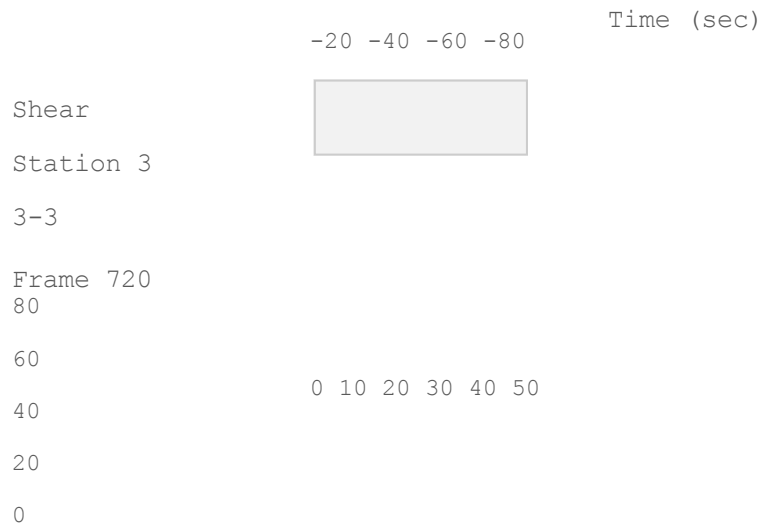
Εικόνα 5.55 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Στο πλαίσιο 2401 (Station 3), η τέμνουσα Shear 2-2 εμφανίζει μια απότομη αρχική κορύφωση που πλησιάζει την τιμή 6. Μετά τα πρώτα 10 δευτερόλεπτα, οι δυνάμεις ακολουθούν μια πορεία ταχείας μείωσης, με τις ταλαντώσεις να γίνονται πολύ μικρότερες και να σταθεροποιούνται σταδιακά προς το μηδέν.



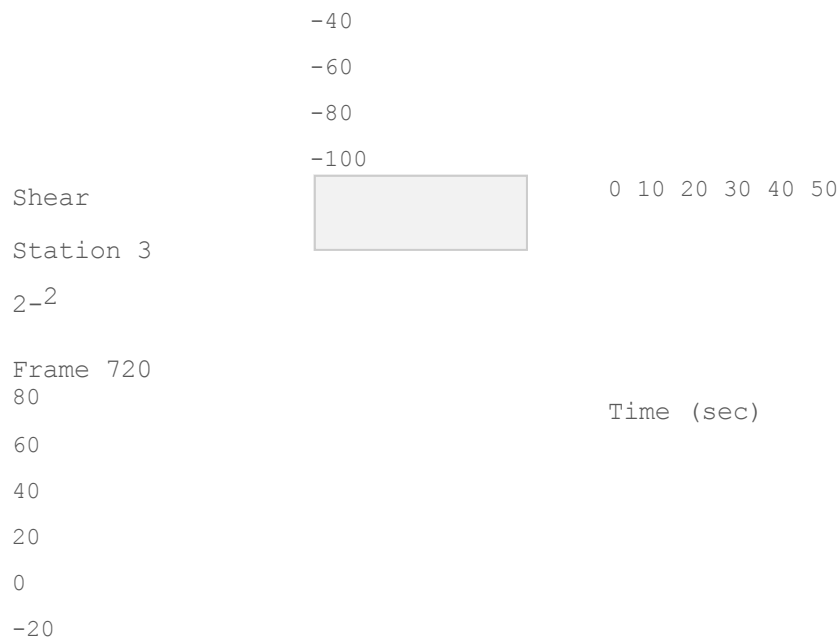
Εικόνα 5.56 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

Η τέμνουσα Shear 3-3 για το ίδιο στοιχείο (Frame 2401) παρουσιάζει ακόμα μεγαλύτερη ένταση στις αρχικές φάσεις της δόνησης. Η αρνητική αιχμή φτάνει το -10 και η θετική το 8, αναδεικνύοντας μια ισχυρή διατμητική καταπόνηση στον άξονα αυτό, η οποία πάντως εκτονώνεται σχετικά γρήγορα μετά τα πρώτα 15 δευτερόλεπτα.



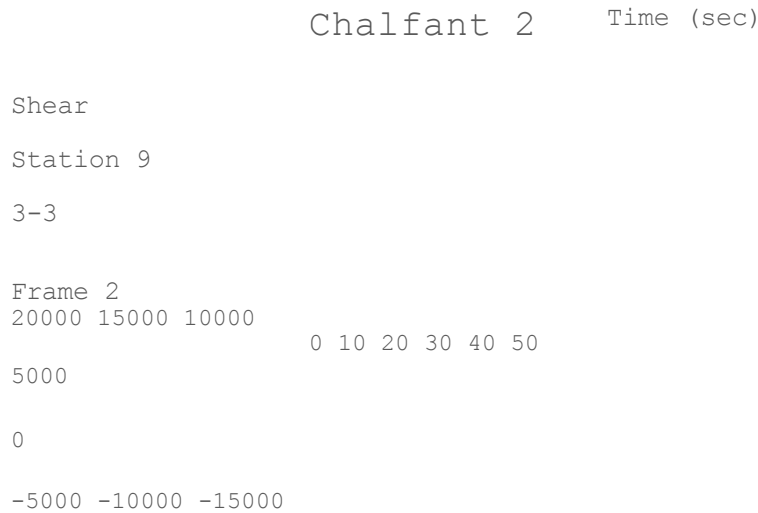
Εικόνα 5.57 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

Στο διάγραμμα της τέμνουσας Shear 3-3 για το Frame 720 (Station 3), η απόκριση είναι εξαιρετικά έντονη με πολύ υψηλές τιμές. Οι διακυμάνσεις εκτινάσσονται μεταξύ 70 και -80, αντικατοπτρίζοντας τη μεγάλη δυναμική φόρτιση που δέχεται αυτό το τμήμα της ανωδομής καθ' όλη τη διάρκεια της κύριας σεισμικής διέγερσης.



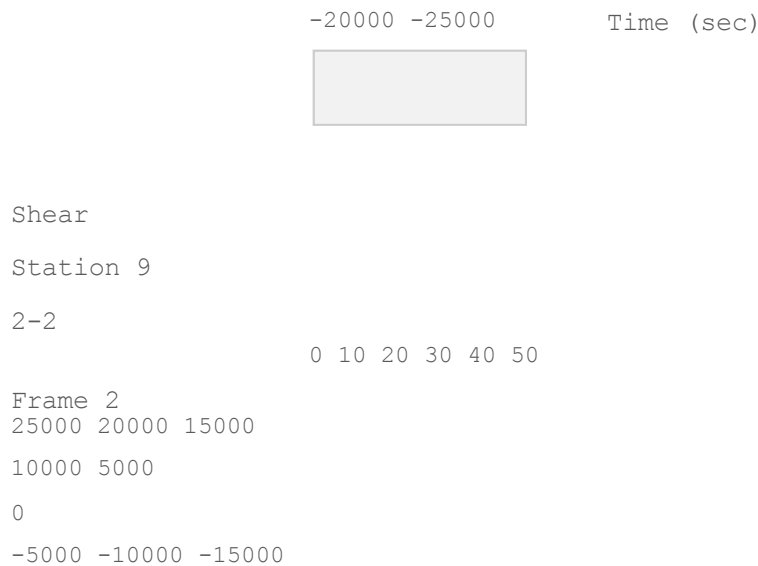
Εικόνα 5.58 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Παρομοίως, η τέμνουσα Shear 2-2 στο Frame 720 ακολουθεί μια έντονα ταλαντωτή πορεία με μέγιστες τιμές στο εύρος 70 έως -80. Η μορφή του διαγράμματος δείχνει ότι η διατμητική καταπόνηση είναι εξίσου σημαντική και στους δύο κύριους άξονες για το συγκεκριμένο δομικό στοιχείο.



Εικόνα 5.59 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

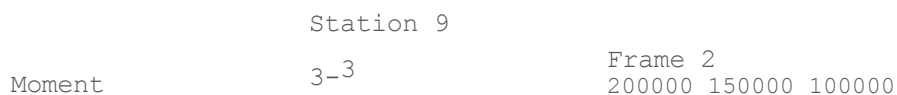
Στο Frame 2 (Station 9), η τέμνουσα Shear 3-3 καταγράφει πολύ υψηλά μεγέθη δυνάμεων που φτάνουν τις 17.000 σε θετική κατεύθυνση και τις -12.000 σε αρνητική. Η πιο κρίσιμη περίοδος καταπόνησης εντοπίζεται στο διάστημα μεταξύ 5 και 10 δευτερολέπτων, όπου οι δυνάμεις κορυφώνονται απότομα.

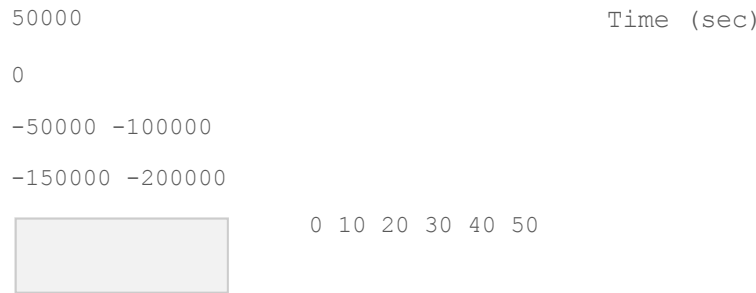


Εικόνα 5.60 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Η τέμνουσα Shear 2-2 για το ίδιο σημείο (Frame 2) εμφανίζει ακόμα πιο ακραία δυναμική συμπεριφορά, με μια αρνητική αιχμή που ξεπερνά τις -20.000. Το διάγραμμα υπογραμμίζει την τεράστια επιβάρυνση που δέχεται το συγκεκριμένο μέλος, με την ένταση να παραμένει σε υψηλά επίπεδα για αρκετά δευτερόλεπτα.

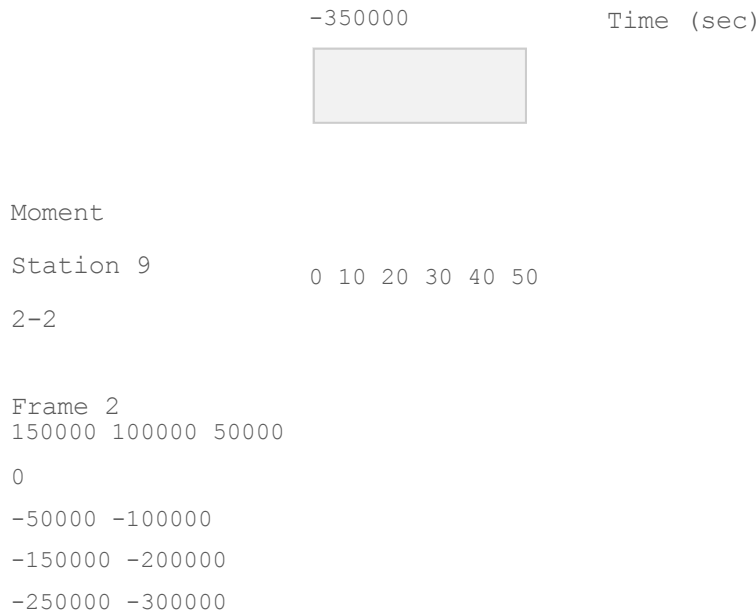
ΣΕΛΙΔΑ 73





Εικόνα 5.61 Χρονική Ιστορία Κάμψης 3-3

Η καμπτική ροπή Moment 3-3 στο Frame 2 παρουσιάζει μεγάλες διακυμάνσεις, με την αρνητική κορύφωση να αγγίζει τις -180.000 και τη θετική τις 150.000. Η μορφή της χρονικής ιστορίας δείχνει την έντονη κάμψη που επιβάλλεται στη διατομή, η οποία διατηρείται με σημαντικό εύρος μέχρι και τα 35 δευτερόλεπτα.



Εικόνα 5.62 Χρονική Ιστορία Κάμψης 2-2

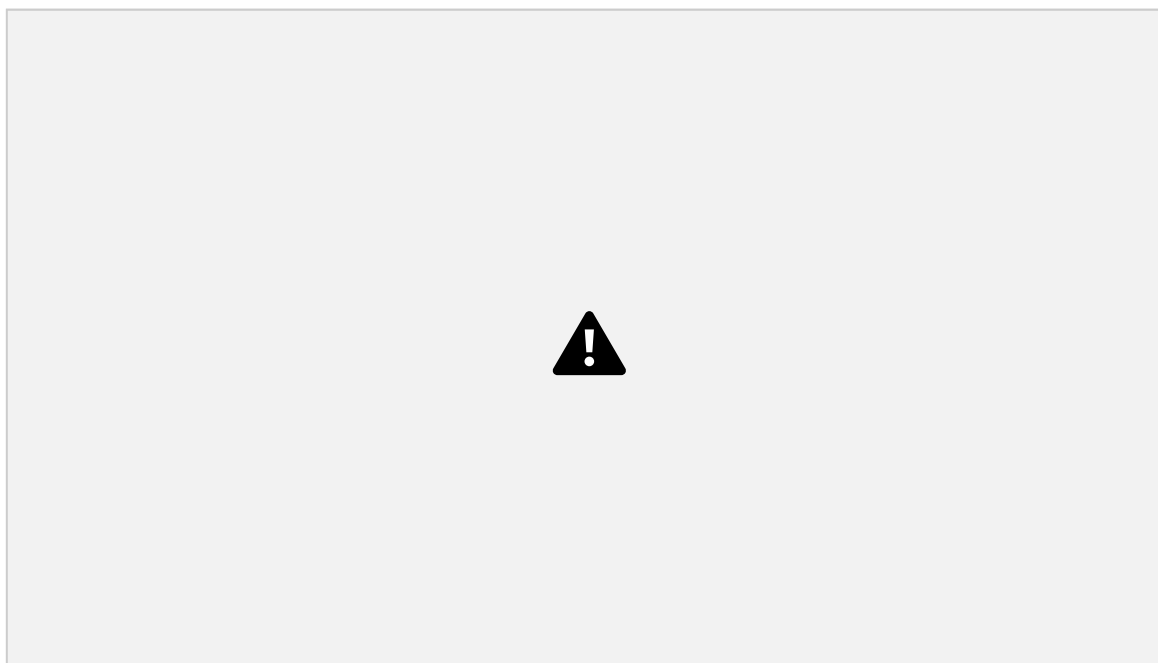
Το διάγραμμα της ροπής Moment 2-2 για το Frame 2 αποκαλύπτει μια ιδιαίτερα κρίσιμη καταπόνηση, καθώς η τιμή πέφτει απότομα στις -280.000 στην αρνητική πλευρά. Αυτό το μέγεθος υποδεικνύει μια εξαιρετικά υψηλή καμπτική ένταση, η οποία αποτελεί ένα από τα πιο καταπονημένα σημεία της γέφυρας στο συγκεκριμένο σενάριο.

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P
	m				KN

720	0	CH2	NonDirHist	Max	1701,565
720	5,74846	CH2	NonDirHist	Max	1701,565
720	11,49691	CH2	NonDirHist	Max	1701,565
720	0	CH2	NonDirHist	Min	-0,01
720	5,74846	CH2	NonDirHist	Min	-0,01
720	11,49691	CH2	NonDirHist	Min	-0,01

Από τον πίνακα των στοιχείων για το Frame 720, προκύπτει ότι η μέγιστη αξονική δύναμη P ανέρχεται στα 1701,565 KN και παραμένει σταθερή σε όλα τα σημεία ελέγχου (0m, 5,74m και 11,49m). Παράλληλα, οι ελάχιστες τιμές είναι πρακτικά μηδενικές (-0,01 KN), γεγονός που επιβεβαιώνει ότι το δομικό αυτό μέλος λειτουργεί αποκλειστικά υπό συνθήκες καθαρής θλίψης κατά τον σεισμό.

• **Αποτελέσματα Σεισμού CHALFANT TOTAL (CHT)**



Εικόνα 5.63

Στην εικόνα 5.63 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το σεισμό Chalfant Total.

ΣΕΛΙΔΑ 75

Time (sec)

```
UX Displacement
Joint 20
0.06 0.04 0.02 0
-0.02 -0.04 -0.06 0 50 100 150 200
CHALFANT
TOTAL
```

Εικόνα 5.64 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 20 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT TOTAL

Περνώντας στον κόμβο 20, το διάγραμμα της οριζόντιας μετατόπισης UX εμφανίζει μια χαρακτηριστική κορύφωση περίπου στα 65 δευτερόλεπτα, με την κίνηση να κυμαίνεται μεταξύ 0,045 και -0,055, αποτυπώνοντας την οριζόντια ταλάντωση του κόμβου.

```
CHALFANT TOTAL
-0.02 -0.04 -0.06 Time (sec)
-0.08 -0.1
UY Displacement
0 50 100 150 200
Joint 20
0.1
0.08 0.06 0.04 0.02
0
```

Εικόνα 5.65 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 20 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT TOTAL

Στο διάγραμμα της μετατόπισης UY για τον ίδιο κόμβο 20, η κατακόρυφη απόκριση είναι ελαφρώς πιο έντονη, με τις τιμές να φτάνουν το 0,08 και το -0,075, διατηρώντας ένα σημαντικό εύρος ταλάντωσης για αρκετό χρόνο πριν την τελική ηρεμία.

ΣΕΛΙΔΑ 76

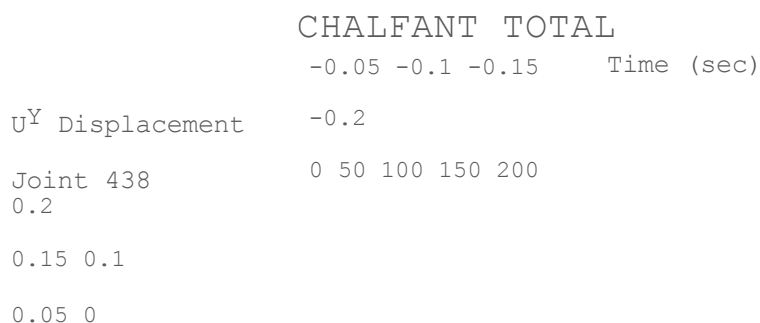
```
0
-0.02 -0.04 -0.06
UX Displacement -0.08 -0.1
Joint 438
0.08 0.06 0.04 0.02
```

Time (sec)

0 50 100 150 200

Εικόνα 5.66 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UX του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT TOTAL

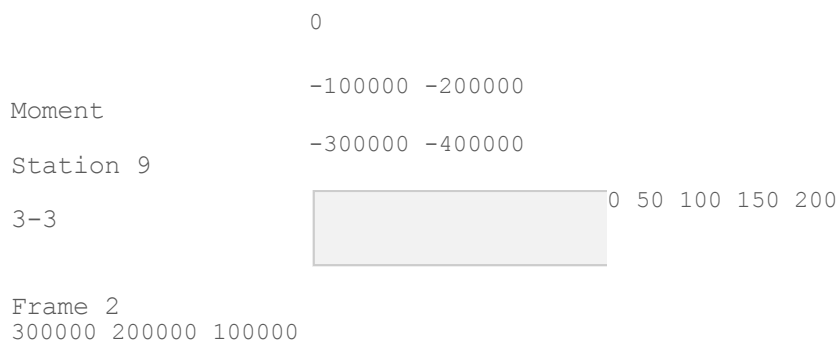
Τέλος, για τη μετατόπιση UX στον κόμβο 438, η οριζόντια κίνηση παρουσιάζει την πιο έντονη αιχμή της στο δεύτερο μισό της καταγραφής, όπου η τιμή φτάνει το 0,07 στην θετική κατεύθυνση και το -0,09 στην αρνητική.



Εικόνα 5.67 Χρονική εξέλιξη της μετατόπισης UY του Κόμβου 438 κατά το σεισμικό γεγονός CHALFANT TOTAL

Στο διάγραμμα για τη μετατόπιση UY του κόμβου 438, παρατηρούμε μια πολύ έντονη κατακόρυφη κίνηση η οποία παρουσιάζει δύο κύριες φάσεις διέγερσης, με τη μέγιστη αρνητική αιχμή να φτάνει περίπου το -0,16 και τη θετική το 0,1, ενώ η πιο έντονη δραστηριότητα καταγράφεται γύρω στα 65 δευτερόλεπτα.

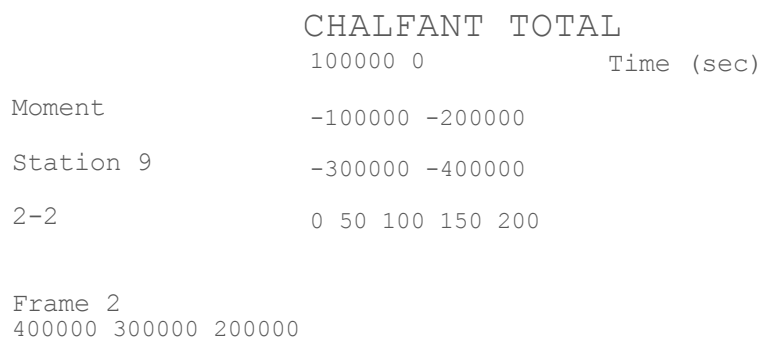
ΣΕΛΙΔΑ 77



Time (sec)

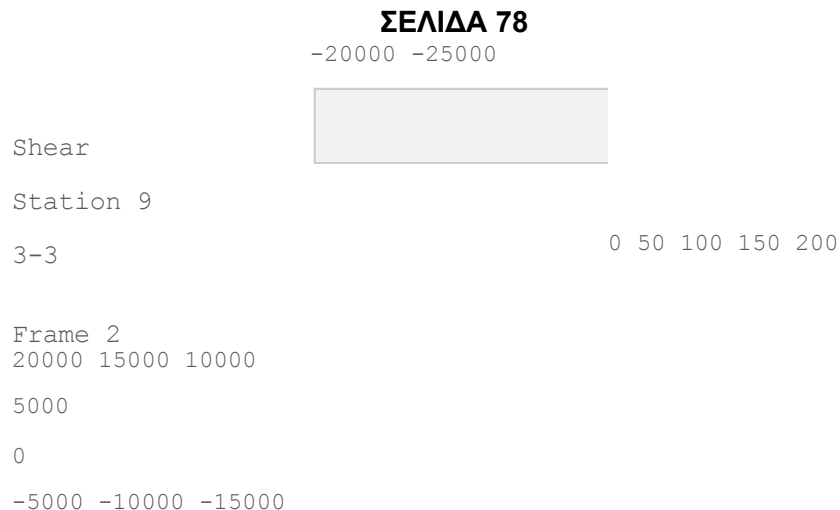
Εικόνα 5.68 Χρονική Ιστορία Κάμψης 3-3

Όσον αφορά την καμπτική ροπή Moment 3-3 στο Frame 2 (Station 9), το διάγραμμα δείχνει μια έντονη ασύμμετρη απόκριση όπου η αρνητική κορύφωση αγγίζει τις -30.000, ενώ οι θετικές τιμές παραμένουν λίγο χαμηλότερα, κοντά στις 25.000.



Εικόνα 5.69 Χρονική Ιστορία Κάμψης 2-2

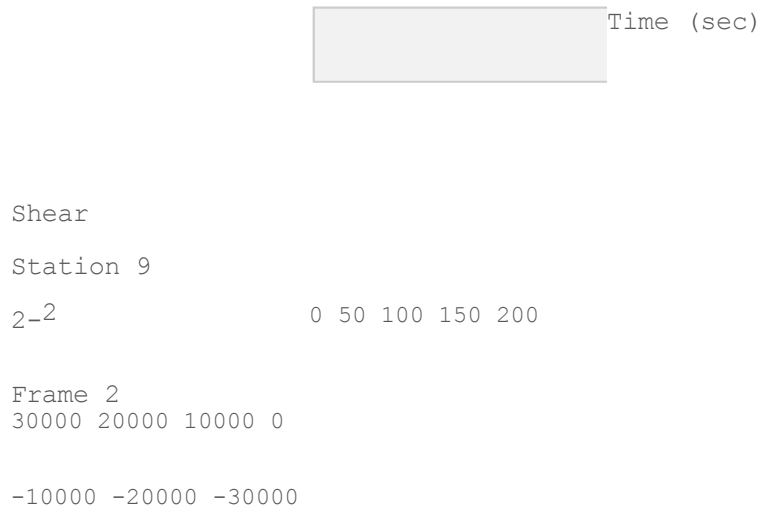
Στο διάγραμμα της ροπής Moment 2-2 για το Frame 2 (Station 9), αποκαλύπτεται μια ιδιαίτερα κρίσιμη καμπτική ένταση, με την αρνητική ροπή να πέφτει απότομα στις -40.000, στοιχείο που υπογραμμίζει τη σοβαρή επιβάρυνση του συγκεκριμένου σημείου.



Time (sec)

Εικόνα 5.70 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 3-3

Για την τέμνουσα δύναμη Shear 3-3 στο Frame 2 (Station 9), η απόκριση είναι εξαιρετικά δυναμική με τις τιμές να εκτινάσσονται μεταξύ 15.000 και -22.000, υποδεικνύοντας μια πολύ υψηλή διατμητική καταπόνηση στο συγκεκριμένο τμήμα της δομής κατά την κορύφωση του φαινομένου.



Εικόνα 5.71 Χρονική Ιστορία Τέμνουσας Δύναμης 2-2

Στην περίπτωση της τέμνουσας Shear 2-2 για το Frame 2 (Station 9), οι διακυμάνσεις είναι συνεχείς και έντονες καθ' όλη τη διάρκεια της κύριας δόνησης, με το εύρος των δυνάμεων να κινείται μεταξύ 22.000 και -25.000 μονάδων.