



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ:
«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ
ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΓΕΦΥΡΑΣ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΛΑΦΟΣ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
Παπαφωτίου Ηλίας

Επιβλέπων: Ψυχάρης Ιωάννης
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Συνεργασία: Ψύλλα Νικολέτα
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιούλιος 2015

Ευχαριστίες

Για την επιτυχή ολοκλήρωση της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας μου, ευχαριστώ θερμά τον Καθηγητή Ε.Μ.Π. Γιάννη Ψυχάρη, την Δρ. Πολιτικό Μηχανικό Ε.Μ.Π. Νίκη Ψύλλα, τον υποψήφιο διδάκτορα Ε.Μ.Π. Γιάννη Καλυβιώτη, τον Καθηγητή Ε.Μ.Π. Δημήτρη Βαμβάτσικο και τον συμφοιτητή και συνάδελφο Ζάχο Χαβδούλα.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την σεισμική συμπεριφορά γέφυρας σε ρευστοποιήσιμο έδαφος. Εφαλτήριο της εργασίας αποτελεί το ερευνητικό πρόγραμμα με επικεφαλής τον Γεώργιο Μπουκοβάλα, Καθηγητή Ε.Μ.Π, με τίτλο “Πρότυπος σχεδιασμός βάθρων γεφυρών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος με χρήση φυσικής σεισμικής μόνωσης”. Η ερευνητική ομάδα του Ιωάννη Ψυχάρη, Αναπληρωτή Καθηγητή Ε.Μ.Π, ασχολήθηκε με την μελέτη μιας τυπικής ισοστατικής οδικής γέφυρας από σκυρόδεμα δύο ανοιγμάτων και θεμελιωμένης σε ρευστοποιήσιμο έδαφος. Κεντρική ιδέα της έρευνας είναι η αντικατάσταση της πασσαλοθεμελίωσης του μεσοβάθρου, δηλαδή της λύσης θεμελίωσης του συμβατικού σχεδιασμού τέτοιου τύπου γεφυρών, με επιφανειακή θεμελίωση με την χρήση πεδίλου επί μιας βελτιωμένης εδαφικής κρούστας, η οποία στην ουσία είναι το άνω μέρος της ρευστοποιήσιμης ζώνης του εδάφους. Η εργασία έδωσε έμφαση στις απαιτούμενες μη γραμμικές αναλύσεις του νέου σχεδιασμού. Έγινε χρήση του προγράμματος ανοικτού κώδικα Open System for Earthquake Engineering Simulation ή εν συντομία Opensees, ανεπτυγμένο από το Pacific Earthquake Engineering Research Center. Αναλυτικότερα, πραγματοποιήθηκε η ανάλυση ευαισθησίας του φορέα σε στατικούς καταναγκασμούς στην θεμελίωση, δηλαδή στην βάση του μεσοβάθρου. Αυτοί οι στατικοί καταναγκασμοί είναι οι επιβαλλόμενες από την ρευστοποίηση μετακινήσεις, δηλαδή καθιζήσεις και ευθέως ανάλογες στροφές. Στην συνέχεια, αναζητήθηκε γι’ αυτήν την ανάλυση το κρισιμότερο στοιχείο του φορέα, αυτό που θα αστοχήσει πρώτο, μεταξύ του βάθρου, των εφεδράνων και του καταστρώματος της γέφυρας. Ακολούθως, έλαβε χώρα η διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης του φορέα υπό την μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστοριών. Επιβλήθηκαν οι ίδιες χρονοϊστορίες στα ακρόβαθρα, οι οποίες εξέφραζαν την διέγερση του αναδύμενου βραχώδους υποβάθρου και διαφορετική χρονοϊστορία στο μεσόβαθρο, η οποία αντικατόπτριζε την διέγερση του ρευστοποιημένου εδάφους. Η γεωτεχνική ομάδα παρείχε τα κατάλληλα αρχεία χρονοϊστοριών. Αποτέλεσμα, αυτών των διαφορετικών διεγέρσεων ήταν η ανάπτυξη σχετικής οριζόντιας μετακίνησης στο βάθρο της γέφυρας. Τέλος, οι χρησιμοποιούμενοι σεισμοί τριπλασιάστηκαν. Αφού, μορφώθηκαν οι καμπύλες ικανότητας του βάθρου με τις στάθμες επιτελεστικότητάς του για τις μέγιστες σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις του βάθρου κατά την διάρκεια τόσο των απλών όσο και των τριπλασιασμένων σεισμών, έγινε μια προσπάθεια ερμηνείας της απόκρισης του βάθρου, ύστερα από την ολοκλήρωση των μεγεθυμένων σεισμικών γεγονότων και την άμεσα επακόλουθη εκδήλωση του φαινομένου της ρευστοποίησης.

Abstract

The present dissertation has as starting point the main subject of the research program, entitled:
THALIS-NTUA (MIS 380043)

A New Bridge Pier Design on Liquefiable Soil with Natural Seismic Isolation
with George Bouckovalas, Professor at NTUA, as coordinator.

The aim of the research team of Ioannis Psycharis, Assistant Professor at NTUA, was to explore the feasibility of the proposed new design methodology, and the resulting advantages over conventional design methods, in the case of statically determinate concrete bridges which probably constitute the most common type of bridge in our country.

The main work tasks were the following:

- (a) Initially, for this type of bridges, the allowable foundation movements (settlements and rotations) had to be established. The relevant criteria took into account the permissible damage and serviceability levels (e.g. driving discomfort, repairable damage, non-repairable damage), as well as the anticipated seismicity level (e.g. seismic excitation with 90, 450 or 900 years return period), and were established after a joint evaluation of:
 - an extensive literature survey of relevant codes and guidelines (e.g. Eurocode 2-Part 2, Eurocode 8-Part 2, Eurocode 7, MCEER & FHA-chapter 11.4),
 - examples of actual bridge performance during recent earthquakes, and
 - parametric analyses of various bridge components (e.g. piers, deck, etc.) under static and cyclic dynamic loading.
- (b) Next, a typical statically determinate concrete bridge with spans of 40-60 m, was designed using the conventional foundation approach, i.e. pile groups with ground improvement between and around the piles. It was the team's intention to select an actual (existing or in the design stage) river bridge site, where the subsoil conditions are well established by geotechnical surveys, while extensive liquefaction is expected underneath one or more of the bridge piers.
- (c) Finally, the static and seismic design of this bridge was repeated with the new methodology of "natural" seismic isolation (i.e. shallow foundation and partial improvement, only on the top part of the liquefiable soil), in connection with the allowable foundation movements which were established in work task (1) above. The comparative advantages and limitations of the new design methodology, relative to the conventional ones, were consequently evaluated on the basis of technical, as well as cost criteria.

Nikoleta Psilla, Dr. Civil Engineering at NTUA, developed the bridge model using SAP2000 software and the deck model using Sofistik software.

In this dissertation the bridge is modelled in **Open System for Earthquake Engineering Simulation** or briefly **Opensees**, created by the Pacific Earthquake Engineering Research Center in programming language tcl. This program is based on an open source code, which provides the user the freedom of using it without any legal restraint. In the same time, it boosts the international collaboration between the researchers in their efforts at improving and understanding the program.

It is preferable than other programs because it offers a great variety of material models, elements, solution algorithms and many combinations of the parameters above. Moreover, the user is free to interfere in the code and to develop applications, specialized in his model, for the analysis and the data processing. Plus, Opensees is perfect for the execution of dynamic non linear analyses. Finally, the time needed for a large number of analyses is relatively short and the program's direct interaction with other ones, such as Matlab, Excel worksheets etc, is more than effective and efficient. Its only

disadvantage is the absence of a graphical environment. This lack of model response visualization is a repeller and an obstacle for the user.

This study focuses on task c of the research program. Concerning the allowable displacements of the shallow foundation caused by the liquefaction, a non linear static analysis is taking place, where the imposed settlements and rotations at the pier foot are gradually increased, until either the pier, bearings or deck fails. It is proven that the pier is the most sensitive element of the bridge. That is a totally justifiable fact, since the structure is a statically determinate bridge, where the pier yield strength should not be exceeded, otherwise a mechanism is triggered and the collapse is inevitable. The same analysis was executed by the research team in SAP2000, in which the displacements were imposed one by one and not in combination. Concerning the seismic response of the structure, the time histories describing the outcrop excitation are imposed at the abutments, and a different time history describing the surface excitation is imposed at the middle pier. In Opensees, a different time history can be defined at every node of the structure. The result of this analysis was the relative horizontal displacement of the pier. During the research, due to SAP2000's inability to run a dynamic non linear time history analysis, a dynamic spectral analysis with a simultaneous enforcement of horizontal displacement at the pier took place. Finally, the seismic excitations are multiplied by three and, taking into account the results of liquefaction, the pier capacity curve is formed.

The structure of the dissertation is the following:

Chapter 1 covers the introduction.

Chapter 2 describes the bridge simulation in Opensees. The materials and the elements of the structure are presented. With the aid of Matlab several figures of the bridge, as it is modelled in Opensees, are showed.

In **Chapter 3** a non linear static analysis is carried out in order to calculate the allowable liquefaction settlements of the bridge foundation.

In **Chapter 4** the code which describes in detail the prestressed deck according to the conventional design, written by Nikoleta Psilla in Sofistik, is modified in order to insert the liquefaction displacements at the bearings. After that, the deck's serviceability limits are checked according to the Eurocodes.

In **Chapter 5** the dynamic non linear time history analyses take place. As it is mentioned above, different time histories are imposed at abutments and at the middle pier. Afterward, the given time histories are multiplied by three and the residual relative horizontal pier displacements are recorded.

Chapter 6 delineates the effect of the liquefaction on the structure. We consider that the liquefaction is triggered right after the end of the seismic excitation. We distinguish two different phases. Initially, the residual displacements caused by seismic excitation, are recorded at the pier. Then, pier settlement and rotation due to liquefaction, whose values are calculated after the geotechnical Excel worksheet, set in. Finally, the pier capacity curves, which contain the pier's limit states, are exported in terms of moment and angle chord rotation.

The conclusions of this dissertation can be summed into the following points:

- After the sensitivity analysis, in which the structure is submitted to statical enforcements, the pier is proved as the most critical element. The allowable foundation settlements are:

$$\rho_{pier} = 20cm$$

$$\rho_{bearings} = 80cm$$

- When the pier is submitted to its $\rho_{critical}$ and yields, the ultimate and serviceability limits of the prestressed deck are still verified according to the present codes.

-
- The fact that the pier is the most sensitive element of this statically determinate bridge is totally expected. The pier, mainly in the longitudinal direction of the bridge, approaches the cantilever behaviour. Since a plastic hinge is created at the pier base, the structure collapses due to the developed mechanism.
 - During the dynamic non linear time history analysis, where the excitation multiplier equals to one, iGMfact=1, the bridge's response is elastic except for two KOBE's excitations. The average differential displacement between the structure and the soil, in case that these two excitations are included in the analysis, is $\Delta_x = 26cm$. If these excitations are excluded, the average differential displacement between the structure and the soil is $\Delta_x = 12cm$.
 - The main stress of the pier is developed due to its relative horizontal displacement. The different time histories between the abutments and the middle pier explain this displacement. If the excitation was uniform, the pier stress would be considerably reduced.
 - During the dynamic non linear time history analysis, where the excitation multiplier equals to three, iGMfact=3, the bridge's response is elastic only for one excitation. The intention of the ground motion magnification is the exploration of the plastic branch of the pier. This procedure may be considered extravagant. In fact, we record some exorbitant values of pier relative displacements such as $\max \Delta u_x > 2m$ and continuous slab's settlements such as $setl_{cont_slab} > 50cm$.
 - The total surface of the pier's rebar reinforcement is very high. The minimum percentage of the longitudinal rebar reinforcement, as supplied by the Eurocodes, if multiplied by the total surface of the cross section of the pier, leads to an abnormal number.
 - The settlements and the rotations at the pier base caused by liquefaction after the tripled seismic excitations are $\rho = 20.1cm$, $r_{yy} = 0.661^\circ$, according to the geotechnical Excel worksheet. It is proved that $\rho_{cr} = 20cm$, so for the majority of the excitations the pier is very close to its yielding.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.	Εισαγωγή.....	13
2.	Εισαγωγή της γέφυρας στο πρόγραμμα Opensees.....	17
2.1.	Περιγραφή της γέφυρας.....	17
2.1.1.	Γεωμετρία και διατομές.....	17
2.1.2.	Υλικά.....	19
2.2.	Προσομοίωση στο Opensees.....	20
2.2.1.	Κατάστρωμα.....	20
2.2.2.	Ελατηριακές στηρίξεις ακροβάθρων στο έδαφος και εφεδράνα.....	23
2.2.3.	Δοκός έδρασης και βάθρο.....	24
3.	Υπολογισμός ανεκτών καθιζήσεων βάθρου.....	31
3.1.	Σταδιακή επιβολή καθιζήσεων και στροφών στον πόδα του βάθρου.....	31
3.1.1.	Συνδυασμός υπολογισμού.....	31
3.1.2.	Ισοστατική γέφυρα εργασίας.....	31
3.2.	Προσομοίωση επιβολής καθιζήσεων/στροφών στην βάση του βάθρου στο Opensees.....	32
3.3.	Αποτελέσματα της ανάλυσης.....	35
3.3.1.	Ανάλυση για την μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη του βάθρου $N_{\max} = 25130.80KN$	37
3.3.1.1.	Ροπή διαρροής βάθρου για $N_{\max} = 25130.80KN$	37
3.3.1.2.	Ανάλυση ισοδυναμίας διατομής βάθρου για $N_{\max} = 25130.80KN$	37
3.3.1.3.	Έλεγχος βάθρου για $N_{\max} = 25130.80KN$	41
3.3.1.4.	Έλεγχος εφεδράνων $N_{\max} = 25130.80KN$	43
3.3.2.	Ανάλυση για την ελάχιστη αξονική θλιπτική δύναμη του βάθρου $N_{\min} = 18596.40KN$	44
3.3.2.1.	Ροπή διαρροής βάθρου για $N_{\min} = 18596.40KN$	44
3.3.2.2.	Ανάλυση ισοδυναμίας διατομής βάθρου για $N_{\min} = 18596.40KN$	44
3.3.2.3.	Έλεγχος βάθρου $N_{\min} = 18596.40KN$	48
3.3.2.4.	Έλεγχος εφεδράνων $N_{\min} = 18596.40KN$	49
4.	Έλεγχος καταστρώματος για τις ανεκτές καθιζήσεις και στροφές του βάθρου.....	51
4.1.	Έλεγχος καταστρώματος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	52
4.2.	Έλεγχος καταστρώματος στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	64

5.	Ανάλυση Χρονοϊστοριών.....	65
5.1.	Προσομοίωση μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστοριών στο Opensees	65
5.1.1.	Δυναμικά ελατήρια	65
5.1.2.	Προσομοίωση δυναμικών ελατηρίων στο Opensees	67
5.1.3.	Περιγραφή κωδικοποίησης ανάλυσης χρονοϊστορίας στο Opensees	68
5.2.	Αποτελέσματα αναλύσεων.....	71
5.2.1.	Αναλύσεις για χρονοϊστορίες μετακινήσεων εξηγμένων ύστερα από απλή τραπεζοειδή ολοκλήρωση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων, $iGMfact = 1$	72
5.2.2.	Αναλύσεις για χρονοϊστορίες μετακινήσεων με διόρθωση βάσης (Baseline Corrected Time Histories), $iGMfact = 1$	88
5.2.3.	Αναλύσεις για αυξημένες κατά 200% χρονοϊστορίες μετακινήσεων με διόρθωση βάσης (Baseline Corrected Time Histories), $iGMfact = 3$	104
6.	Το φαινόμενο της ρευστοποίησης ύστερα από τα σεισμικά γεγονότα	123
6.1.	Στάθμες επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας βάθρου για οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις	123
6.1.1.	Εξαγωγή καμπύλης ικανότητας βάθρου από το πρόγραμμα Opensees	123
6.1.2.	Στάθμες επιτελεστικότητας βάθρου.....	124
6.2.	Ρευστοποίηση ύστερα από τα σεισμικά γεγονότα	128
6.2.1.	Εξαγωγή μετατοπίσεων από το αρχείο Excel του εργαστηρίου Γεωτεχνικών λόγω ρευστοποίησης.....	128
6.2.2.	Αποτελέσματα αναλύσεων δράσης ρευστοποίησης αμέσως μετά τους σεισμούς.....	130
7.	Συμπεράσματα	135
	Βιβλιογραφία	139

1. Εισαγωγή

Αυτή η διπλωματική εργασία αναπτύχθηκε έχοντας ως αφετηρία το περιεχόμενο του ερευνητικού προγράμματος με τίτλο:

ΘΑΛΗΣ-ΕΜΠ (MIS 380043)

Πρότυπος Σχεδιασμός Βάθρων Γεφυρών σε Ρευστοποιήσιμο Έδαφος με Φυσική Σεισμική Μόνωση

με συντονιστή τον Γεώργιο Μπουκοβάλα Καθηγητή ΕΜΠ.

Η ερευνητική ομάδα του Ιωάννη Ψυχάρη Καθηγητή ΕΜΠ είχε ως σκοπό να διερευνήσει την σκοπιμότητα της προτεινόμενης μεθοδολογίας νέου σχεδιασμού και τα εξαγόμενα πλεονεκτήματά της σε σχέση με τις συμβατικές μεθόδους σχεδιασμού, στην περίπτωση ισοστατικών γεφυρών από σκυρόδεμα, οι οποίες αποτελούν το πιο κοινό τύπο γεφυρών στην χώρα μας.

Οι κύριοι στόχοι της συγκεκριμένης ομάδας ήταν:

- (a) Αρχικά, γι' αυτόν τον τύπο γεφυρών, ο καθορισμός των ανεκτών καθιζήσεων και στροφών της θεμελίωσης. Τα σχετικά κριτήρια έλαβαν υπόψη τους τις επιτρεπόμενες βλάβες και τα όρια λειτουργικότητας (π.χ. δυσχέρεια στην οδήγηση, επισκευάσιμες βλάβες, μη-επισκευάσιμες βλάβες), καθώς και τα αναμενόμενα σεισμικά επίπεδα (π.χ. σεισμικές διεγέρσεις με 90, 450 ή 900 χρόνια περίοδο επαναφοράς) και καθορίστηκαν ύστερα από την κοινή αξιολόγηση:
 - μιας εκτενούς και λεπτομερούς αξιολόγησης των ισχυόντων κανονισμών και οδηγιών (π.χ. Ευρωκώδικας 2-Μέρος 2, Ευρωκώδικας 8-Μέρος 2, Ευρωκώδικας 7, MCEER & FHA-κεφάλαιο 11.4),
 - παραδειγμάτων πραγματικής συμπεριφοράς γεφυρών υπό πρόσφατους σεισμούς, και
 - παραμετρικής ανάλυσης διαφόρων μερών γεφυρών (π.χ. βάθρα, κατάστρωμα, κτλ) υπό στατικές και ανακυκλιζόμενες δυναμικές φορτίσεις
- (b) Στην συνέχεια, ο σχεδιασμός μιας τυπικής ισοστατικής γέφυρας από σκυρόδεμα με ανοίγματα 40-60m, χρησιμοποιώντας την συμβατική προσέγγιση θεμελίωσης, δηλαδή πασσαλομάδες με βελτίωση του εδάφους ανάμεσα και γύρω από τους πασσάλους. Ήταν στις προθέσεις της ομάδας να επιλέξει μια πραγματική (υπάρχουσα ή στο στάδιο της κατασκευής) γέφυρα που διασχίζει ποταμό, όπου οι εδαφικές συνθήκες είναι καλά τεκμηριωμένες από τις γεωτεχνικές επισκοπήσεις και εκτεταμένη ρευστοποίηση αναμένεται κάτω από ένα ή περισσότερα βάθρα.
- (c) Τελικά, η επανάληψη του στατικού και αντισεισμικού σχεδιασμού της γέφυρας με βάση τη νέα μεθοδολογία της “φυσικής” σεισμικής μόνωσης (δηλαδή επιφανειακή θεμελίωση και μερική βελτίωση του άνω μέρους μόνο του ρευστοποιήσιμου εδάφους), σε σύνδεση με τις επιτρεπόμενες μετακινήσεις της θεμελίωσης, οι οποίες καθορίστηκαν στον στόχο (a) παραπάνω. Τα συγκριτικά πλεονεκτήματα και περιορισμοί της νέας μεθοδολογίας σχεδιασμού, σε σχέση με την συμβατική, αξιολογήθηκαν συνεπώς σε μία βάση με τεχνικά κριτήρια, αλλά και κριτήρια κόστους.

Η Νικολέτα Ψύλλα Δρ. Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ ανέπτυξε το μοντέλο της μελετώμενης γέφυρας στο πρόγραμμα SAP2000 και το κατάστρωμά της στο πρόγραμμα Sofistik.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία η γέφυρα προσομοιώνεται στο πρόγραμμα **Open System for Earthquake Engineering Simulation** ή εν συντομία **Opensees** ανεπτυγμένο από το Pacific Earthquake Engineering Research Center του Πανεπιστημίου του Berkeley σε γλώσσα προγραμματισμού Tcl.

Βασικό χαρακτηριστικό του είναι ότι πρόκειται για πρόγραμμα ανοικτού κώδικα παρέχοντας στον μελετητή την ελευθερία να το χρησιμοποιήσει χωρίς να υπόκειται σε νομικής φύσεως περιορισμούς,

ενώ παράλληλα προάγει την συνεργασία μεταξύ ερευνητών απ' όλο τον κόσμο στην προσπάθειά τους να κατανοήσουν και να βελτιώσουν τον τρόπο λειτουργίας του.

Η προτίμησή του έναντι άλλων λογισμικών μπορεί να δικαιολογηθεί από το παρεχόμενο μεγάλο πλήθος των μοντέλων προσομοίωσης των υλικών και των δομικών μελών, από το πλήθος των αλγόριθμων επίλυσης και από τους πολλούς δυνατούς συνδυασμούς των παραπάνω παραμέτρων. Επίσης, το γεγονός ότι προσφέρεται η δυνατότητα επέμβασης στον παρεχόμενο κώδικα και η δημιουργία νέου, θέτει στην ευχέρεια του χρήστη την ανάπτυξη εξειδικευμένων, ως προς το μοντέλο του εφαρμογών, τόσο στο τμήμα της ανάλυσης, όσο και της επεξεργασίας των αποτελεσμάτων. Επιπλέον, το συγκεκριμένο πρόγραμμα είναι εξειδικευμένο στις μη γραμμικές αναλύσεις και μάλιστα στις δυναμικές. Τέλος, ο απαιτούμενος υπολογιστικός χρόνος για μεγάλο πλήθος αναλύσεων κρίνεται μικρός και η άμεση σύνδεση του προγράμματος με άλλα προγράμματα, όπως Matlab, Excel, είναι απολύτως λειτουργική και αποτελεσματική.

Μοναδικό μειονέκτημα του προγράμματος είναι η απουσία γραφικού περιβάλλοντος, η οποία δυσχεραίνει την άμεση εποπτεία της εκάστοτε απόκρισης του μοντέλου από τον χρήστη. [1]

Η εργασία εστιάζει στον στόχο (c) του ερευνητικού προγράμματος, που αναπτύχθηκε παραπάνω. Όσον αφορά στις επιτρεπόμενες μετακινήσεις της θεμελίωσης λόγω ρευστοποίησης, πραγματοποιείται μια στατική μη γραμμική ανάλυση σταδιακής αύξησης των επιβαλλόμενων καθιζήσεων και στροφών, ώστε να εξαχθεί η καμπύλη ικανότητας του βάθρου, το οποίο αποδεικνύεται το πλέον κρίσιμο στοιχείο για την γέφυρα. Ταυτόχρονα, μελετώνται και οι αποκρίσεις υπό αυτήν την φόρτιση των εφεδράνων και του καταστρώματος. Η ίδια ανάλυση πραγματοποιήθηκε και στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος στο SAP200, όμως με ξεχωριστή επιβολή κάθε φορά καθιζήσεων ή στροφών και όχι ταυτόχρονη όπως στο Opensees. Όσον αφορά στην σεισμική απόκριση της κατασκευής, επιβάλλονται δύο ίδιες χρονοϊστορίες βραχώδους υπόβαθρου στα δύο ακρόβαθρα και μία διαφορετική χρονοϊστορία επιφανειακού εδάφους, αφού έχει ληφθεί υπόψη η επίδραση της ρευστοποίησης, στο μεσόβαθρο. Το Opensees παρέχει την δυνατότητα επιβολής διαφορετικών χρονοϊστοριών σε κάθε κόμβο της κατασκευής. Στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος, λόγω αδυναμίας εκτέλεσης δυναμικής μη γραμμικής ανάλυσης από το λογισμικό SAP2000, πραγματοποιήθηκε μια δυναμική φασματική ανάλυση με ταυτόχρονη ψευδοστατική επιβολή διαφορετικής μετακίνησης στο βάθρο.

Η διάρθρωση της διπλωματικής εργασίας είναι η εξής:

Στο **Κεφάλαιο 1** καταγράφεται η εισαγωγή της εργασίας.

Στο **Κεφάλαιο 2** περιγράφεται η προσομοίωση της γέφυρας στο πρόγραμμα Opensees. Παρουσιάζονται αναλυτικά τα υλικά και τα στοιχεία, που αντιπροσωπεύουν τα δομικά μέλη της κατασκευής και παρατίθενται εποπτικά σχήματα της γέφυρας, όπως αυτή εισήχθη στο Opensees με την βοήθεια του προγράμματος της Matlab.

Στο **Κεφάλαιο 3** πραγματοποιείται η μη γραμμική στατική ανάλυση για την εξαγωγή των μέγιστων επιτρεπών καθιζήσεων της θεμελίωσης της γέφυρας, πιο συγκεκριμένα του βάθρου της, λόγω ρευστοποίησης.

Στο **Κεφάλαιο 4** τροποποιείται κώδικας του προγράμματος Sofistik, ανεπτυγμένος από την Νικολέτα Ψύλλα για την αναλυτική προσομοίωση του προεντεταμένου καταστρώματος της γέφυρας, προκειμένου να εισαχθούν στο κατάστρωμα οι αντίστοιχες μετακινήσεις του, λόγω των καθιζήσεων της ρευστοποίησης και να ελεγχθεί η λειτουργικότητά του.

Στο **Κεφάλαιο 5** λαμβάνουν χώρα οι δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστοριών της γέφυρας. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως ξεχωριστές χρονοϊστορίες επιβάλλονται μεταξύ ακροβάθρων και μεσοβάθρου. Στην συνέχεια οι χρησιμοποιούμενες σεισμικές διεγέρσεις τριπλασιάζονται και καταγράφονται οι μόνιμες οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις του βάθρου.

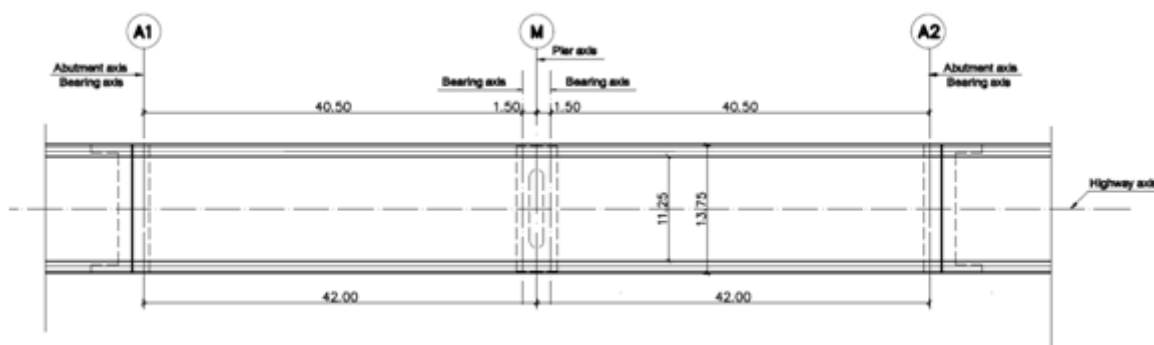
Στο **Κεφάλαιο 6** μελετάται η επίδραση, της προκαλούμενης μετά το τέλος των σεισμών, ρευστοποίησης στον φορέα. Θεωρείται ότι αποτέλεσμα των σεισμών είναι η ρευστοποίηση του εδάφους στην θεμελίωση του μεσοβάθρου, αλλά όχι ταυτόχρονη. Γι' αυτόν τον λόγο εισάγουμε στο βάθρο τις μόνιμες μετακινήσεις του κάθε σεισμού, όπως αυτές καταγράφηκαν στο κεφάλαιο 5 και στην συνέχεια τις καθιζήσεις και στροφές, όπως αυτές υπολογίζονται από φύλλο εργασίας του Excel διαμορφωμένο από την γεωτεχνική ομάδα. Τελικά εξάγονται οι καμπύλες ικανότητας του βάθρου για τις επιβαλλόμενες οριζόντιες μετακινήσεις, καθιζήσεις και στροφές σε όρους ροπών και γωνιών στροφής χορδής του βάθρου.

2. Εισαγωγή της γέφυρας στο πρόγραμμα Opensees

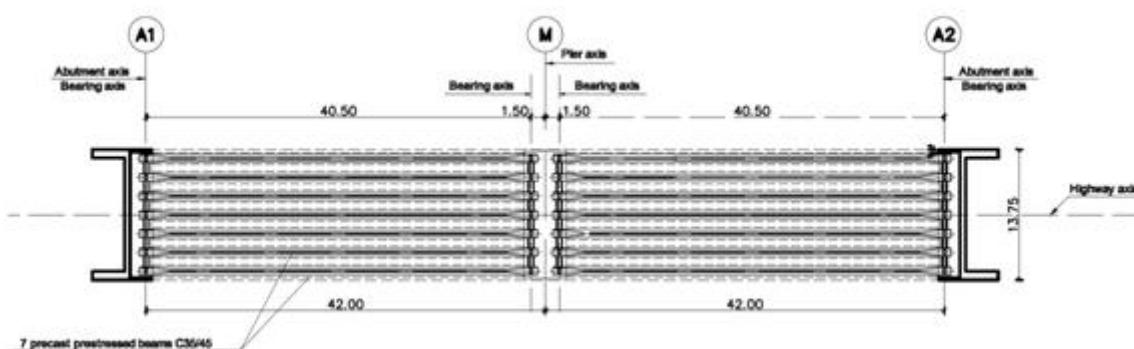
2.1. Περιγραφή της γέφυρας

2.1.1. Γεωμετρία και διατομές

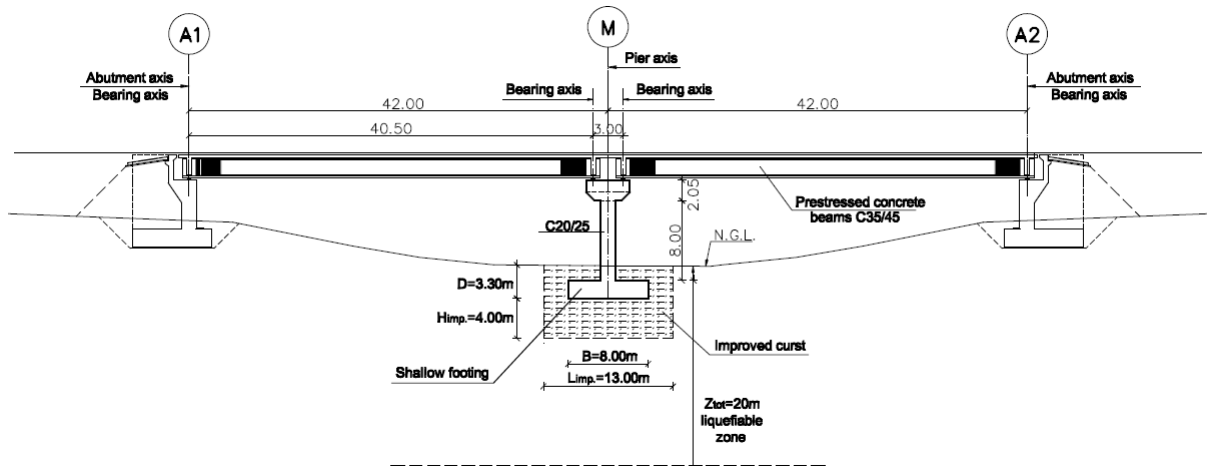
Ο υπό διερεύνηση φορέας πρόκειται για μια ισοστατική γέφυρα σκυροδέματος δύο ανοιγμάτων ($2 \times 42.00\text{m}$), η οποία διασχίζει ένα ποτάμι. Το κατάστρωμα έχει πλάτος 11.25m , συν 1.25m πλάτος πεζοδρομίων σε κάθε πλευρά. Αποτελείται από 2×7 προκατασκευασμένες, προεντεταμένες δοκούς μήκους 40.50m . Μια έγχυτη επιτόπου πλάκα πάχους 0.25m κατασκευάζεται. Οι δοκοί από σκυρόδεμα εδράζονται δύο ακρόβαθρα και ένα μεσόβαθρο μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων της Algabloc τύπου NB5 και διαστάσεων : $350 \times 400 \times 126$ ($t_{el}=66\text{mm}$) με εξωτερικές ραβδωτές πλάκες. Το βάθρο είναι τοιχοειδές με διατομή $1.50\text{m} \times 8.35\text{m}$ και θεμελιωμένο σε έδαφος επιρρεπές σε ρευστοποίηση υπό σεισμική δράση. Στην παρούσα εργασία η πασσαλοθεμελίωση του μεσοβάθρου αφαιρείται.



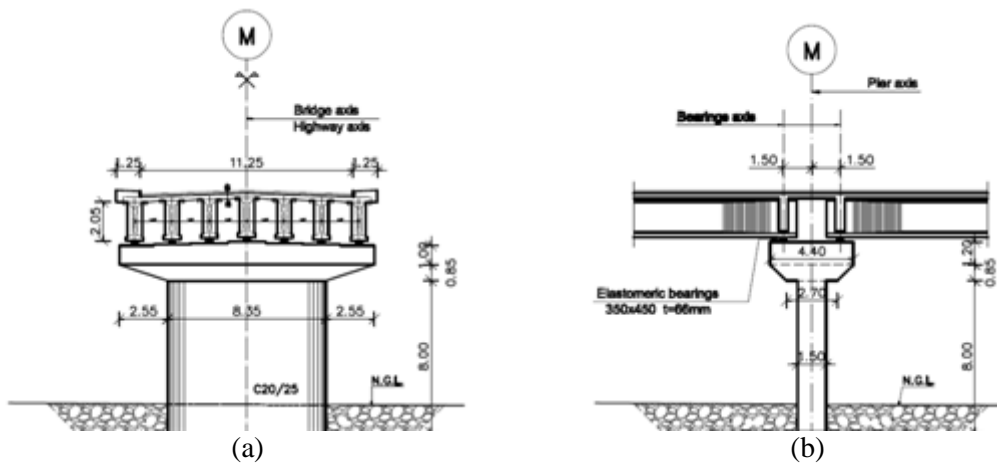
Σχήμα 2.1: Κάτοψη της γέφυρας



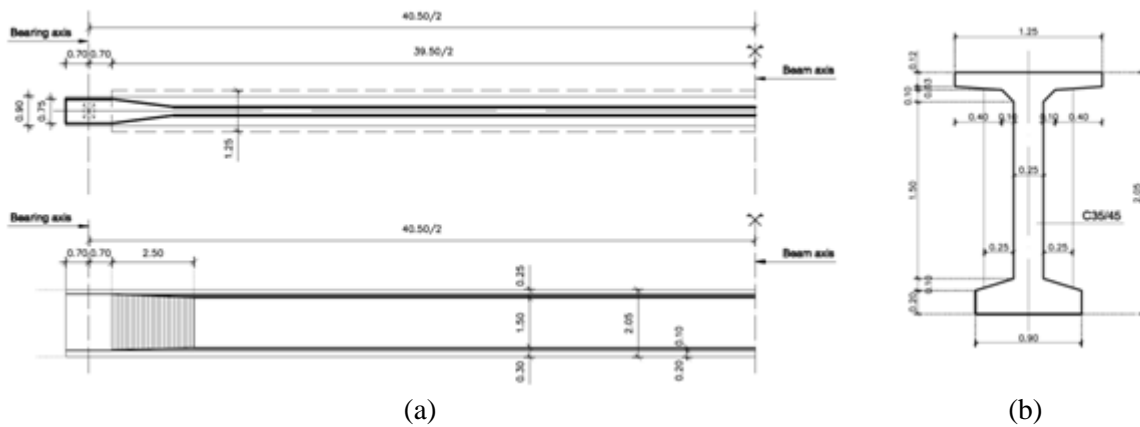
Σχήμα 2.2: Διάταξη προεντεταμένων δοκών καταστρώματος



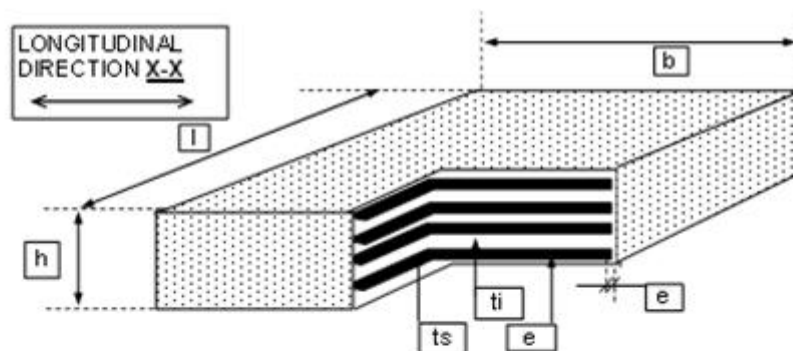
Σχήμα 2.3: Κατά μήκος τομή της γέφυρας



Σχήμα 2.4: Γεωμετρία μεσοβάθρου : (a) στη διαμήκη, (b) στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας



Σχήμα 2.5: Προκατασκευασμένη, προεντεταμένη δοκός : (a) ημικότυψη, ημιόψη, (b) διατομή



1. Geometrical characteristics

Width	$b = 350$ mm
Length	$l = 450$ mm
Overall thickness of bearing	$h = 126$ mm
Thickness of external rubber layer	$t_s = 0$ mm
Thickness of internal rubber layer	$t_i = 11$ mm
No of internal rubber layers	6
No of external rubber layers	0
Thickness of steel plate	$t_s = 4$ mm
No of steel plates	5
Effective rubber thickness	$\Sigma t_i = 66$ mm
Effective plan area of bearing	$A_e = 153525$ mm ²
Shape coefficient	$S = 8,95$
Failure elongation	$\nu_{90} = 5$
Shear modulus G	$G = 1,125$ MPa
Horizontal stiffness of the bearing	$K_h = 2616,9$ KN / m
Vertical stiffness of the bearing	$K_v = 855215$ KN / m
Rotational stiffness of the bearing	$K_{\varphi_{yy}} = 6659$ KNm/rad
Rotational stiffness of the bearing	$K_{\varphi_{xx}} = 18196$ KNm/rad

Σχήμα 2.6: Γεωμετρία και μηχανικά χαρακτηριστικά εφεδράνων

2.1.2. Υλικά

Οι προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκοί είναι κατασκευασμένες από σκυρόδεμα C35/45, η έγχυτη επιτόπου πλάκα σκυροδέματος από σκυρόδεμα C30/37 και το βάθρο καθώς και η δοκός έδρασης από σκυρόδεμα C20/25. Για τον οπλισμό χρησιμοποιείται χάλυβας B500C, ενώ για τους τένοντες προέντασης χάλυβας 1600/1860.

2.2. Προσομοίωση στο Opensees

Το μοντέλο μορφώνεται στον τρισδιάστατο χώρο και γι' αυτό χρησιμοποιούμε την εντολή :

model BasicBuilder -ndm \$ndm → **model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6** Εν. (2.1)

Οι καθολικοί άξονες είναι οι εξής : X διαμήκης διεύθυνση της γέφυρας, Y εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, Z κατακόρυφη διεύθυνση της γέφυρας.

Οι κύριες μονάδες ορίζονται σε KN, m, rad, sec. [2]

2.2.1. Κατάστρωμα

Το κατάστρωμα είναι μορφής εσχάρας. Οι κόμβοι ορίστηκαν μέσω επαναληπτικών βρόχων με την εντολή :

```
for {set i 1} {$i<=number} {incr i} {
```

```
...
```

```
node $nodeTag (ndm $coords)
```

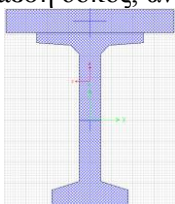
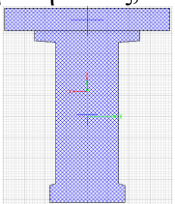
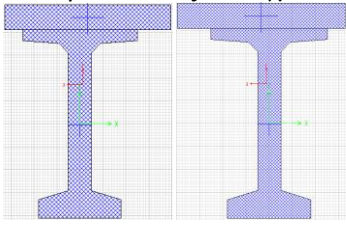
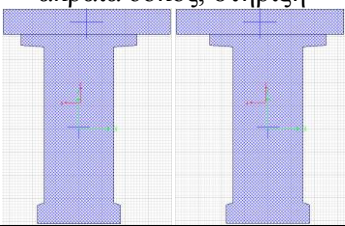
Εν. (2.2)

```
...
```

```
}
```

- Διαμήκεις δοκοί καταστρώματος

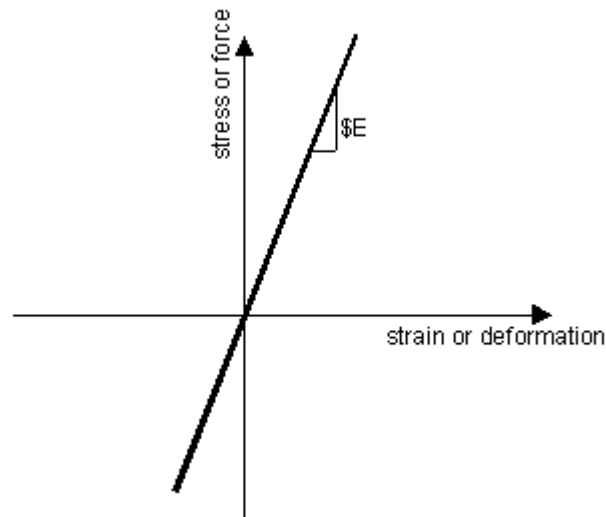
Πίνακας 2.1: Χρησιμοποιούμενες διατομές διαμήκων δοκών για την μόρφωση της εσχάρας του καταστρώματος

Διατομές	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$J \text{ (m}^3\text{)}$	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$
ενδιάμεση δοκός, άνοιγμα 	1.2752	0.0483	0.8358	0.1977
ενδιάμεση δοκός, στήριξη 	2.0384	0.2758	1.0814	0.2502
ακραία δοκός, άνοιγμα 	1.232	0.0472	0.813	0.1613
ακραία δοκός, στήριξη 	1.9952	0.2747	1.0485	0.2143

Οι διαμήκεις δοκοί (προκατασκευασμένες, προεντεταμένες), στις οποίες κατά την προσομοίωση τους στο πρόγραμμα έχει συμπεριληφθεί και η πλάκα καταστρώματος, θεωρούνται ελαστικές και για τον ορισμό τους χρησιμοποιήθηκαν οι εντολές :

Για το υλικό:

uniaxialMaterial Elastic \$matTag \$E Ev. (2.3)
με $E = 34000000\text{KPa}$, C35/45



Διάγραμμα 2.1: Τάσεις-παραμορφώσεις για το υλικό uniaxialMaterialElastic

Για τον μετασχηματισμό των συντεταγμένων της δοκού:

geomTransf Linear \$transfTag \$vecxzX \$vecxzY \$vecxzZ →
geomTransf Linear \$transfTag 0 0 1 Ev. (2.4)

Εδώ μετασχηματίζονται οι τοπικές συντεταγμένες σε καθολικές. Επιπλέον, καθορίζεται αν θα ληφθούν υπόψη στο συγκεκριμένο στοιχείο τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Με την επιλογή του γραμμικού μετασχηματισμού, **Linear**, δεν λαμβάνονται υπόψη. Το μέγεθος **vecxzZ** αντιπροσωπεύει το διάνυμα κατεύθυνσης του τοπικού άξονα z και αναζητείται με ποιον καθολικό άξονα συμπίπτει. Στην προκειμένη περίπτωση με τον Z.

Για το στοιχείο πλακοδοκού:

element elasticBeamColumn \$eleTag \$iNode \$jNode \$A \$E \$G \$J \$Iy \$Iz Ev. (2.5)
\$transfTag <-mass \$massDens>

- Οι εγκάρσιες δοκοί θεωρούνται ελαστικές και αβαρείς εκτός από τις διαδοκίδες:

$E = 32000000\text{KPa}$, C30/37

geomTransf Linear \$transfTag 0 0 1

- Τα φορτία λόγω των ιδίων βαρών των στοιχείων θεωρούνται κατανεμημένα στο μήκος τους και λόγω των επιπρόσθετων μόνιμων και των κινητών κατανεμημένα στους κόμβους του καταστρώματος. Μέσω επαναληπτικών βρόχων γράφουμε τις εντολές:

Για τα κατανεμημένα φορτία:

pattern Plain \$patternTag Constant <-fact \$cFactor> {
eleLoad -ele \$eleTag1 <\$eleTag2> -type -beamUniform \$Wy \$Wz <\$Wx> Ev. (2.6)
}

Για τα επικόμβια φορτία:

```
pattern Plain $patternTag Constant <-fact $cFactor> {
load $nodeTag (ndf $LoadValues)
}
```

Εν. (2.7)

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι ο εξής:

$$E = \xi \cdot \gamma_g \cdot G + \gamma_p \cdot P + \gamma_Q \cdot Q$$

Εξ. (2.1)

Τα φορτία έχουν τις εξής τιμές:

επιπρόσθετα μόνιμα οδοστρωμάτων: $g_1 = 3.50 KPa$

επιπρόσθετα μόνιμα πεζοδρομίων: $g_2 = 10.43 KPa$

ομοιόμορφα κατανεμημένα κινητά: $q = 5.45 KPa$

Για συνδυασμό Ο.Κ.Α.: $\xi = 0.85$, $\gamma_g = 1.35$, $\gamma_p = 0.0$, $\gamma_Q = 1.35$

Σημειώνουμε ότι σε αυτή την φάση της εργασίας η προένταση αγνοείται αφού έχουμε λάβει το κατάστρωμα ως απολύτως ελαστικό.

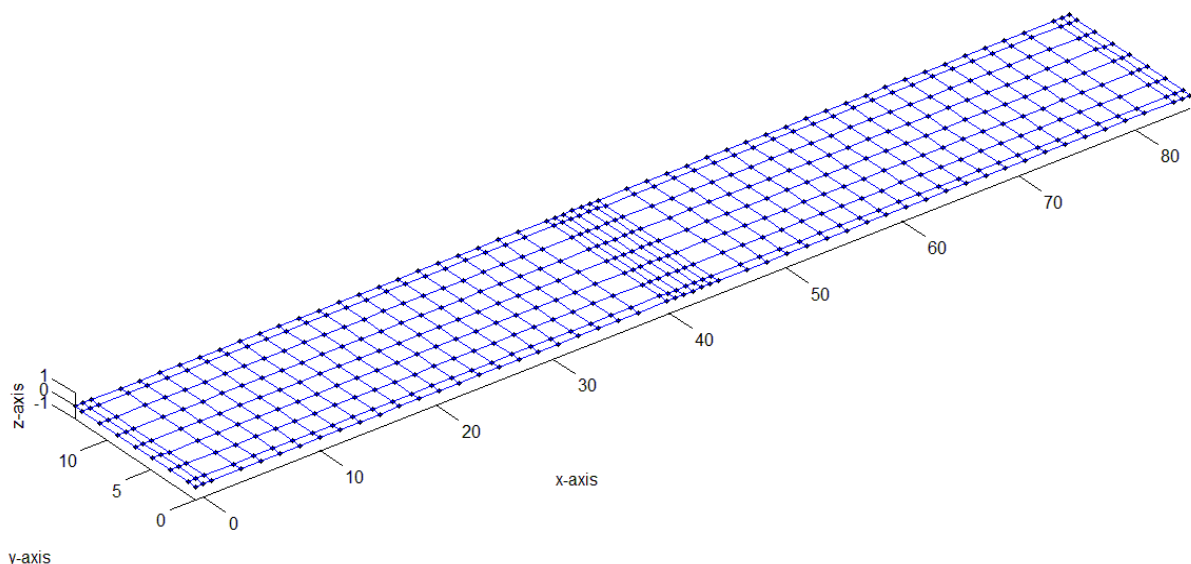
Για σεισμικό συνδυασμό: $\xi = 1.0$, $\gamma_g = 1.0$, $\gamma_p = 0.0$, $\gamma_Q = 0.20$

- Οι μάζες των στοιχείων έχουν ληφθεί υπόψη κατά τον ορισμό τους προηγουμένως. Οι μάζες λόγω των επιπρόσθετων μόνιμων και κινητών κατανέμονται στους κόμβους του καταστρώματος μέσω επαναληπτικών βρόχων και της εντολής:

```
mass $nodeTag (ndf $massValues)→mass $node $m $m $m 0.0 0.0 0.0
```

Εν. (2.8)

Καθώς τα γραφικά εργαλεία του Opensees είναι μηδαμινά και πολύ δύσχρηστα προσαρμόστηκε για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας πρόγραμμα της Matlab, ανεπτυγμένο από τον καθηγητή Δημήτρη Βαμβάτσικο, το οποίο οπτικοποιεί σε πολύ ικανοποιητικό βαθμό τα εξαγόμενα αρχεία του Opensees. Ακολουθεί εικόνα του καταστρώματος όπως τελικά διαμορφώθηκε:



Εικόνα 2.1: Τρισδιάστατη γεωμετρική απεικόνιση του καταστρώματος μέσω της Matlab

2.2.2. Ελατηριακές στηρίξεις ακροβάθρων στο έδαφος και εφέδρανα

- Οι στηρίξεις της γέφυρας στα δύο ακρόβαθρα προσομοιάστηκαν με 2x7 ελατήρια Winkler, οι δυσκαμψίες των οποίων φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.2: Δυσκαμψίες ελατηρίων Winkler

Διεύθυνση	5 ενδιάμεσα ελατήρια	2 ακραία ελατήρια
X	30200 KN/m	26700 KN/m
Y	13900 KN/m	12725 KN/m
Z	1000000 KNm/rad	
RX	10000 KNm/rad	
RY	10000 KNm/rad	
RZ	10000 KNm/rad	

Για το υλικό των ελατηρίων Winkler χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο **uniaxialMaterialElastic** και για τα ίδια τα ελατήρια το στοιχείο μηδενικού μήκους:

element zeroLength \$eleTag \$iNode \$jNode -mat \$matTag1 \$matTag2 ... -dir \$dir1 \$dir2 ... Ev. (2.9)

Όπου, οι διευθύνσεις **-dir \$dir1 \$dir2 ...** → **-dir 1 2 3 4 5 6** ταυτίζονται με τις διευθύνσεις των καθολικών αξόνων X, Y, Z, RX, RY, RZ αντίστοιχα.

- Τα εφέδρανα προσομοιάστηκαν με 4x7 ελατήρια, οι δυσκαμψίες των οποίων φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.3: Δυσκαμψίες εφεδράνων

Διεύθυνση (τοπική των εφεδράνων)	Εφέδρανα ακροβάθρων	Εφέδρανα μεσοβάθρων
x	855000 KN/m	
y	2617 KN/m	
z	2617 KN/m	
rx	100000 KNm/rad	1000000 KNm/rad
ry	6660 KNm/rad	
rz	18200 KNm/rad	

Για το υλικό των ελατηρίων των εφεδράνων χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο **uniaxialMaterialElastic** και για τα ίδια τα εφέδρανα το στοιχείο:

element twoNodeLink \$eleTag \$iNode \$jNode -mat \$matTags -dir \$dirs <-orient <\$x1 \$x2 \$x3> \$y1 \$y2 \$y3> Ev. (2.10)

Όπου, **-orient \$y1 \$y2 \$y3** → **-orient -1 0 0**, δηλαδή οι τοπικοί άξονες του στοιχείου με τους καθολικούς της κατασκευής έχουν την ακόλουθη αντιστοιχία: x → Z, y → Y, z → X

2.2.3. Δοκός έδρασης και βάρου

- Η δοκός έδρασης λαμβάνεται ως ελαστικό στοιχείο με:

$$E = 30000000\text{KPa}, C20/25$$

geomTransf Linear \$strnsfTag 0 0 1

- Υλικά βάρου

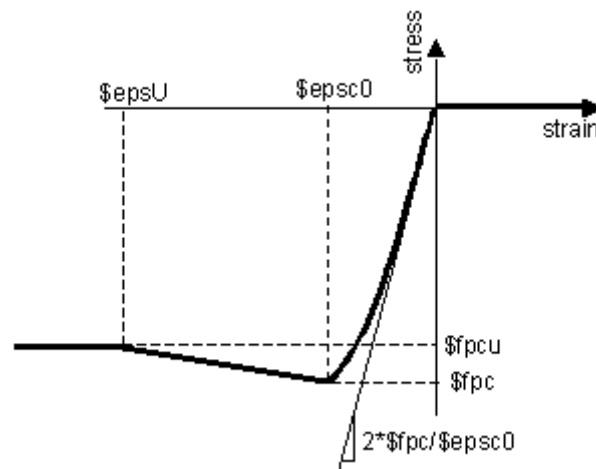
Σκυρόδεμα C20/25

$$f_{ck} = 20\text{MPa}, f_{cd} = 20/1.50 = 13.33\text{MPa}, \varepsilon_{c0} = 2.0\text{‰}$$

$$f_{cu} = 16\text{MPa}, f_{cd,u} = 20/1.50 = 10.67\text{MPa}, \varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$$

Χρησιμοποιείται το μοντέλο σκυροδέματος με μηδενική εφελκυστική αντοχή και το οποίο ακολουθεί τον νόμο που προτάθηκε από τους Kent-Scott-Park, Concrete01:

uniaxialMaterial Concrete01 \$matTag \$fpc \$epsc0 \$fpcu \$epsU Ev. (2.11)



Διάγραμμα 2.2: Διάγραμμα τάσεων/παραμορφώσεων για το υλικό Concrete01

Χάλυβας B500C

$$f_{yk} = 500\text{MPa}, E_s = 200\text{GPa}$$

$$f_{yd} = 500/1.15 = \text{MPa}, \varepsilon_{sy} = 434.78/200000 = 2.17\text{‰}$$

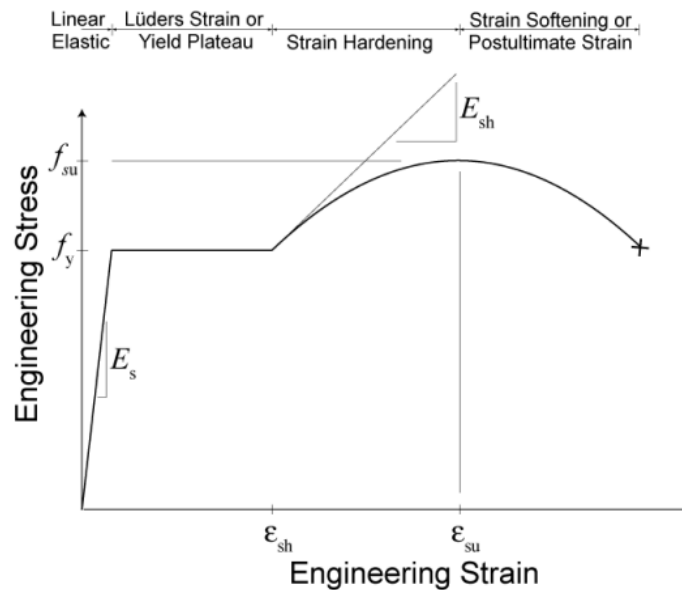
$$f_{uk} = 1.10 \cdot 500 = 550\text{MPa}$$

$$f_{ud} = 550/1.15 = 478.26\text{MPa}, \varepsilon_{su} = 0.9 \cdot 7.5\text{‰} = 6.75\text{‰}$$

$$\varepsilon_{sh} = 1\text{‰}, E_{sh} = \frac{f_{ud} - f_{yd}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} = \frac{478.26 - 434.78}{0.0675 - 0.01} = 0.756\text{GPa}$$

Για τις μονοτονικές φορτίσεις χρησιμοποιούμε το μοντέλο χάλυβα ReinforcingSteel:

uniaxialMaterial ReinforcingSteel \$matTag \$fy \$fu \$Es \$Esh \$esh \$ult Ev. (2.12)



Διάγραμμα 2.3: Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων για το υλικό ReinforcingSteel

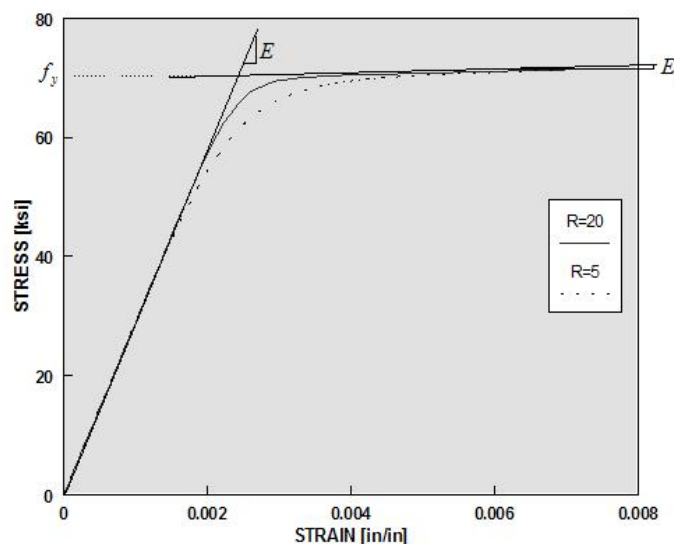
Για τις δυναμικές φορτίσεις χρησιμοποιούμε το μοντέλο χάλυβα Giuffré-Menegotto-Pinto, Steel02:

$$\text{uniaxialMaterial Steel02 } \$matTag \$Fy \$E \$b \$R0 \$cR1 \$cR2 \tag{2.13}$$

όπου,

$$b = \left(\frac{f_{ud} - f_{yd}}{e_{ud} - e_{yd}} \right) / E_s = \left(\frac{478.26 - 434.78}{0.0675 - 0.00217} \right) / 200000 = 0.0033$$

$R_0 = 10$, $cR_1 = 0.925$, $cR_2 = 0.15$: παράμετροι που ελέγχουν την μετάβαση από τον ελαστικό στον πλαστικό κλάδο



Διάγραμμα 2.4: Διάγραμμα τάσεων/παραμορφώσεων για το υλικό Steel02

- Διατομή βάρου

Η ακρίβεια μιας ελαστοπλαστικής ανάλυσης μπορεί να αυξηθεί εφόσον υιοθετείται η παραδοχή της κατανεμημένης πλαστικότητας με πολυστρωματική θεώρηση. Με αυτήν την προσέγγιση, η διατομή χωρίζεται σε στρώσεις ή ίνες και σε κάθε μία αποδίδονται ιδιότητες ενός συγκεκριμένου

υλικού. Κατ' αυτόν τον τρόπο προσομοιώνεται καλύτερα η πλαστικοποίηση καθ' ύψος των διατομών και κατά μήκος των μελών, έχοντας όμως σημαντική υπολογιστική επιβάρυνση.

Επιλέγουμε την διαμόρφωση της διατομής με ίνες σύμφωνα με την εντολή :

```
section Fiber $secTag <-GJ $GJ> {
```

```
  patch quad $matTag $numSubdivIJ $numSubdivJK $yI $zI $yJ $zJ $yK $zK
  $yL $zL
```

ή

```
  patch circ $matTag $numSubdivCirc $numSubdivRad $yCenter $zCenter
  $intRad $extRad <$startAng $endAng>
```

και

Εν. (2.14)

```
  layer straight $matTag $numFiber $areaFiber $yStart $zStart $yEnd $zEnd
```

ή

```
  layer circ $matTag $numFiber $areaFiber $yCenter $zCenter $radius
  <$startAng $endAng>
```

...

```
}
```

Όπου με το patch ορίζουμε την γεωμετρία της διατομής και με το layer τις στρώσεις του οπλισμού της διατομής.

Αναλυτικά γράψαμε :

```
set D 0.020
```

```
set areaFiber [expr 0.25*$pi*pow($D,2)]
```

```
section Fiber 1004 -GJ [expr $G*$Jpier/$L] {
```

```
  patch circ 3001 10 5 -3.43 0.0 0.0 0.75 180.0 360.0
```

```
  patch quad 3001 20 10 -3.43 -0.75 3.43 -0.75 3.43 0.75 -3.43 0.75
```

```
  patch circ 3001 10 5 3.43 0.0 0.0 0.75 0.0 180.0
```

```
  layer circ 3002 15 $areaFiber -3.43 0.0 0.70 180.0 360.0
```

```
  layer circ 3002 15 $areaFiber -3.43 0.0 0.68 180.0 360.0
```

```
  layer circ 3002 15 $areaFiber 3.43 0.0 0.70 0.0 180.0
```

```
  layer circ 3002 15 $areaFiber 3.43 0.0 0.68 0.0 180.0
```

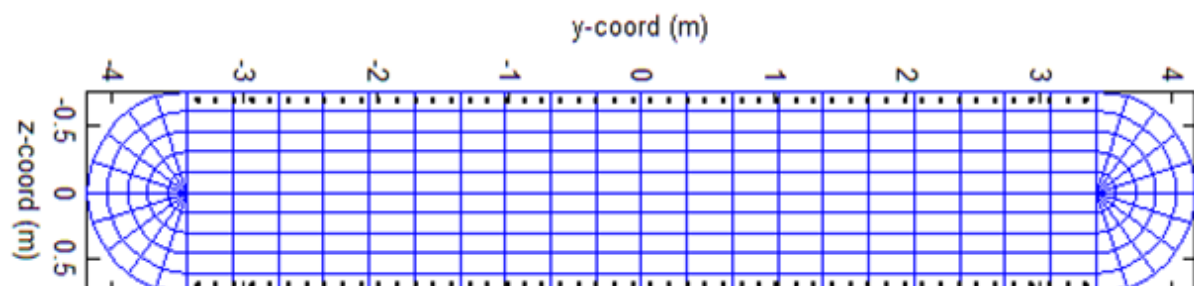
```
  layer straight 3002 50 $areaFiber -3.35 0.70 3.35 0.70
```

```
  layer straight 3002 50 $areaFiber -3.35 0.68 3.35 0.68
```

```
  layer straight 3002 50 $areaFiber -3.35 -0.70 3.35 -0.70
```

```
  layer straight 3002 50 $areaFiber -3.35 -0.68 3.35 -0.68
```

```
}
```



Εικόνα 2.2: Απεικόνιση της διατομής του βάρους μέσω της Matlab

- Το βάθρο λαμβάνεται ως μη γραμμικό στοιχείο κατανεμημένης πλαστικότητας και γι' αυτόν τον λόγο το ορίζουμε στο πρόγραμμα ως εξής:

element nonlinearBeamColumn \$eleTag \$iNode \$jNode \$numIntgrPts \$secTag \$transfTag <-mass \$massDens> Ev. (2.15)

Επίσης, κατά τον μετασχηματισμό των συντεταγμένων του ενεργοποιούμε την επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξης στο βάθρο: **geomTransf PDelta \$transfTag -1 0 0**

Το ίδιο βάρος του και η μάζα συμπεριλαμβάνονται στο μοντέλο με τον ίδιο ακριβώς τρόπο, όπως και στις δοκούς του καταστρώματος.

Το παραπάνω μοντέλο ανήκει στην γενικότερη οικογένεια στοιχείων forceBeamColumn, όπου η αριθμητική ολοκλήρωση βασίζεται στην φόρμουλα force-based. Εδώ, επιλέγουμε 5 σημεία ολοκλήρωσης (numIntgrPts) κατά Lobatto.

- Η στήριξη του βάθρου θεωρείται,

πάκτωση στην περίπτωση μονοτικών φορτίσεων μέσω της εντολής:

fix \$nodeTag (ndf \$constrValues) → fix \$nodeTag 1 1 1 1 1 Ev. (2.16)

και ελατηριακή στήριξη μέσω δυναμικών ελατηρίων στην περίπτωση δυναμικών φορτίσεων, όπως αναλυτικά περιγράφεται στο κεφάλαιο 5.

- Δύσκαπτα στοιχεία

Για την σύνδεση καταστρώματος/εφεδράνων (4x7 κατακόρυφα στοιχεία στην Εικόνα 2.3) χρησιμοποιήσαμε ελαστικά στοιχεία τύπου **element elasticBeamColumn** με μετασχηματισμό συντεταγμένων **geomTransf Linear \$transfTag 0 -1 0** με τα ακόλουθα γεωμετρικά και ελαστικά χαρακτηριστικά:

$$A_{rigid} = 0.35 \cdot 0.45 \cdot 100 = 15.75m^2$$

$$J_{rigid} = 3.394 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 0.3394m^3$$

$$I_{yrigid} = 1.608 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 0.1608m^4$$

$$I_{zrigid} = 2.658 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 0.2658m^4$$

$$E = 30GPa, G = 12.5GPa$$

Για την σύνδεση εφεδράνων μεσοβάθρου/δοκού έδρασης (3x7 στοιχεία που σχηματίζουν τρίγωνο στην Εικόνα 2.3) χρησιμοποιήσαμε ελαστικά στοιχεία τύπου **element elasticBeamColumn** με μετασχηματισμό συντεταγμένων **geomTransf Linear \$transfTag 0 -1 0** με τα ακόλουθα γεωμετρικά και ελαστικά χαρακτηριστικά :

$$A_{rigid} = 1.10 \cdot 1.70 \cdot 100 = 187m^2$$

$$J_{rigid} = 0.4523 \cdot 100 = 45.23m^3$$

$$I_{yrigid} = 0.1886 \cdot 100 = 18.86m^4$$

$$I_{zrigid} = 0.4504 \cdot 100 = 45.04m^4$$

$$E = 30GPa, G = 12.5GPa$$

Για την σύνδεση δοκού έδρασης/βάθρου χρησιμοποιήσαμε ελαστικά στοιχεία τύπου **element elasticBeamColumn** με μετασχηματισμό συντεταγμένων **geomTransf Linear \$transfTag -1 0 0** με τα ακόλουθα γεωμετρικά και ελαστικά χαρακτηριστικά:

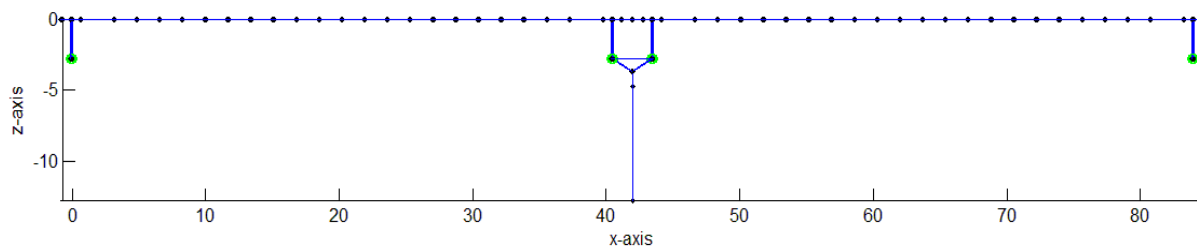
$$A_{pier,rigid} = 12.0308 \cdot 10 = 120.308m^2$$

$$J_{pier,rigid} = 8.0522 \cdot 10 = 80.522m^3$$

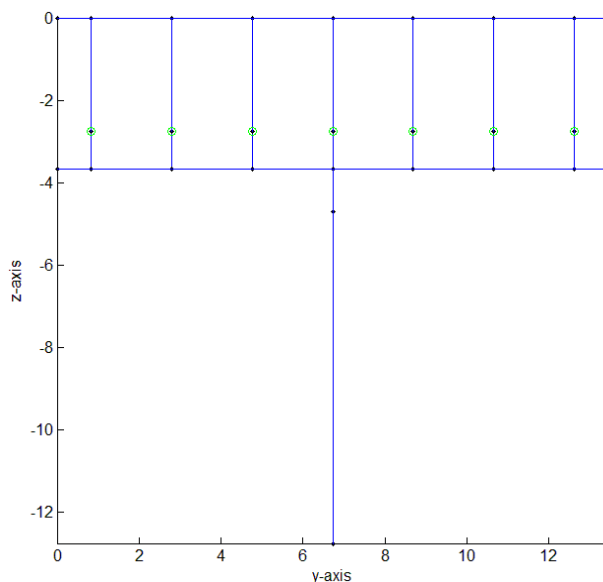
$$I_{ypier,rigid} = 2.1719 \cdot 10 = 21.719m^4$$

$$I_{zpier,rigid} = 64.8356 \cdot 10 = 648.356m^4$$

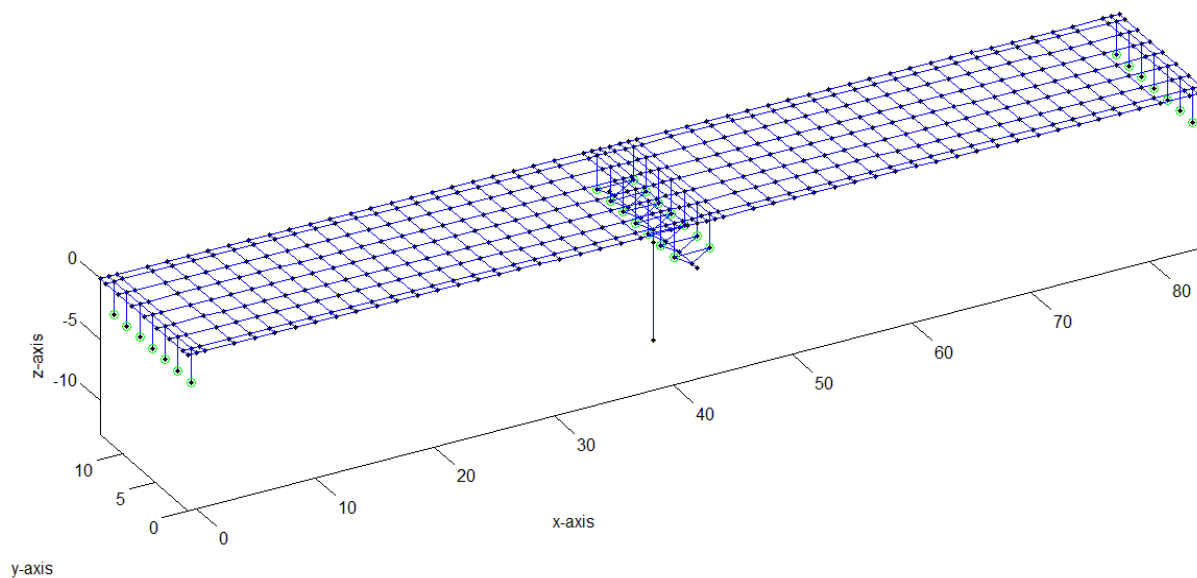
$$E = 30GPa, G = 12.5GPa$$



Εικόνα 2.3: Απεικόνιση της διαμήκους όψης της γέφυρας μέσω της Matlab



Εικόνα 2.4: Απεικόνιση της εγκάρσιας όψης της γέφυρας μέσω της Matlab



Εικόνα 2.5: Τρισδιάστατη απεικόνιση της γέφυρας μέσω της Matlab

3. Υπολογισμός ανεκτών καθιζήσεων βάθρου

3.1. Σταδιακή επιβολή καθιζήσεων και στροφών στον πόδα του βάθρου

3.1.1. Συνδυασμός υπολογισμού

Με την δεδομένη γεωμετρία της γέφυρας και όπλιση του βάθρου υπολογίζουμε την μέγιστη επιτρεπτή καθίζηση, $\rho_{allowable}$, του μεσοβάθρου, σύμφωνα με την παρακάτω φιλοσοφία:

Οι καθιζήσεις/στροφές που θα προκληθούν από την ρευστοποίηση και η αντίστοιχη εντατική κατάσταση που θα δημιουργηθεί στη κατασκευή, θα αποτελέσουν μόνιμη φόρτιση μετά τον σεισμό. Επομένως, αντιμετωπίζονται ως μόνιμα φορτία. Ο συνδυασμός που προτείνεται να χρησιμοποιηθεί είναι ο ακόλουθος:

$$E = \xi \cdot \gamma_g \cdot G + \gamma_P \cdot P + \gamma_Q \cdot Q \quad \text{Εξ. (3.1)}$$

όπου,

$$\xi = 0.85, \gamma_g = 1.35, \gamma_P = 1.0, \gamma_Q = 1.35$$

Στην Εξ. (3.1) οι καθιζήσεις/στροφές συμπεριλαμβάνονται στα μόνιμα φορτία, δηλαδή:

$$G = G_{\mu\sigma\nu} + \Delta \quad \text{Εξ. (3.2)}$$

όπου,

Δ είναι ο δυσμενέστερος από τους συνδυασμούς :

$$\Delta = \rho + \varphi_y(\rho) + 0.3 \cdot \varphi_x(\rho) \quad \text{Εξ. (3.3)}$$

$$\Delta = \rho + \varphi_x(\rho) + 0.3 \cdot \varphi_y(\rho) \quad \text{Εξ. (3.4)}$$

όπου,

$\varphi_y(\rho)$: οι στροφές στο βάθρο περί την εγκάρσια διεύθυνση YY της γέφυρας

$\varphi_x(\rho)$: οι στροφές στο βάθρο περί την διαμήκη διεύθυνση XX της γέφυρας

Οι στροφές $\varphi_y(\rho)$ και $\varphi_x(\rho)$ λαμβάνονται συναρτήσει του εκάστοτε ρ σύμφωνα με την εμπειρική σχέση:

$$\varphi_y = \varphi_x = 0.05 \cdot \rho \quad \text{Εξ. (3.5)}$$

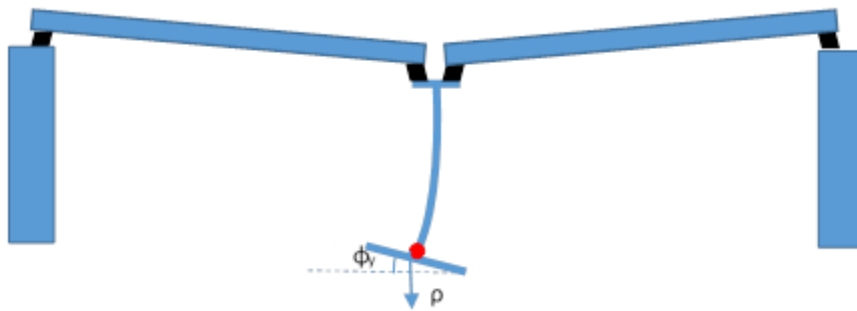
όπου, η καθίζηση ρ τίθεται σε cm και οι στροφές προκύπτουν σε μοίρες.

Στην γέφυρα που εξετάζουμε, καθώς το μεσόβαθρο πρόκειται περί στοιχείου τοιχοειδούς βάθρου, ο δυσμενέστερος συνδυασμός περιγράφεται από την Εξ. (3.3) και αυτόν εξετάζουμε.

3.1.2. Ισοστατική γέφυρα εργασίας

Στις ισοστατικές γέφυρες, στις οποίες τα βάρη λειτουργούν ως πρόβολοι, δεν επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στην βάση τους, επειδή το σύστημα μετατρέπεται σε μηχανισμό και δεν μπορεί να φέρει ούτε τα κατακόρυφα φορτία του.

Επομένως, όσον αφορά στο μεσόβαθρο, η ρ_{all} θα υπολογίζεται από τον συνδυασμό δράσεων της Εξ. (3.1) μέχρι να αναπτυχθεί στο βάθρο ροπή ίση με την ροπή διαρροής.



Σχήμα 3.1: Γραφική αναπαράσταση της επιβολής καθιζήσεων/στροφών στην βάση του μεσοβάθρου

3.2. Προσομοίωση επιβολής καθιζήσεων/στροφών στην βάση του βάθρου στο Orpensees

Στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος οι αναλύσεις ήταν ελαστικές. Πραγματοποιήθηκε μία μόνο επίλυση για τυχαία $\rho_{all,0}$, υπολογίστηκε η ροπή M_0 στην βάση του βάθρου και η ρ_{all} εξήχθηκε από την σχέση:

$$\rho_{all} = \rho_{all,0} \cdot (M_{Rd} / M_0) \quad \text{Εξ. (3.6)}$$

Με τον τρόπο αυτό δεν αναμένονται βλάβες στα βάθρα μετά την ρευστοποίηση. Θα έχει μειωθεί όμως η δυνατότητα της κατασκευής να φέρει στατικά και μελλοντικά σεισμικά φορτία λόγω της πρόσθετης έντασης που θα έχει δημιουργηθεί, κυρίως λόγω των στροφών.

Στην παρούσα εργασία όμως, πραγματοποιούμε στατική ανελαστική ανάλυση σταδιακής επιβολής καθιζήσεων/στροφών στην βάση του βάθρου για τον υπολογισμό της ρ_{all} . Εφαρμόζουμε μια μη γραμμική στατική ανάλυση. Όταν φτάσουμε στην ροπή διαρροής του βάθρου σημειώνουμε την έως τότε καθίζησή του. Στο σημείο αυτό ελέγχουμε τις μετακινήσεις των εφεδράνων και των δοκών του καταστρώματος, για να διαπιστώσουμε εάν έχουμε υπερβεί νωρίτερα από την διαρροή του βάθρου τα όρια λειτουργικότητας ή αστοχίας για τα στοιχεία αυτά.

Η προσομοίωση του βάθρου, όπως έχει δείχθει και στο κεφάλαιο 2, πλησιάζει όσον το δυνατόν την πραγματικότητα, καθώς έχει χρησιμοποιηθεί μη γραμμικό στοιχείο κατανεμημένης πλαστικότητας (non linear beam-column element) και επίσης έχουν ληφθεί υπόψη και τα φαινόμενα P-Δ, που στην συγκεκριμένη φόρτιση, λόγω των μεγάλων επιβαλλόμενων μετακινήσεων παίζουν ρόλο. Η στήριξη του μεσοβάθρου στο έδαφος είναι πάκτωση.

Βήματα προσομοίωσης:

- 1^{ov}, επιλέγουμε τους καταγραφείς των μεγεθών που επιθυμούμε. Καταγράφουμε τις μετακινήσεις της κορυφής και της βάσης του βάθρου, τις μετακινήσεις της βάσης των εφεδράνων και τις εντάσεις του βάθρου στο καθολικό σύστημα αξόνων. Χρησιμοποιούμε τις εντολές:

```
recorder Node <-file $fileName> <-node $node1 $node2 ...> -dof ($dof1 $dof2 ...) $respType' Ev. (3.1)
```

```
recorder Element <-file $fileName> <-ele ($ele1 $ele2 ...)> $arg1 $arg2 ... Ev. (3.2)
```

όπου,

dof : οι βαθμοί ελευθερίας όπου θέλουμε τις μετακινήσεις (1,2,3,4,5,6)

respType, arg : είδος απόκρισης (disp, globalForce)

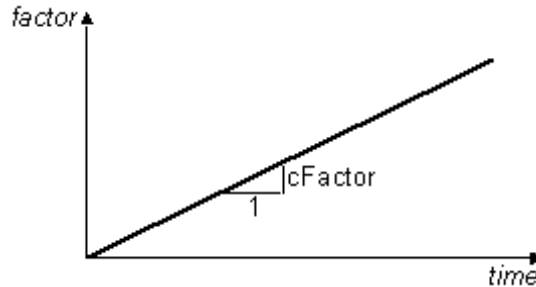
- 2^{ov}, περιγράφουμε την φόρτιση χρησιμοποιώντας τις εντολές:

timeSeries Linear \$tag <-factor \$cFactor>

Εν. (3.3)

η οποία μας δίνει την δυνατότητα να αυξάνουμε γραμμικά με τον χρόνο/βήματα το φορτίο που επιβάλλουμε, όπου

factor: $\xi \cdot \gamma_g$ για ρ , $\varphi_y(\rho)$ και $0.30 \cdot \xi \cdot \gamma_g$ για $\varphi_x(\rho)$



Σχήμα 3.2: Γραμμική αύξηση επιβαλλόμενου φορτίου

pattern Plain \$patternTag \$tsTag <-fact \$cFactor> {

load...

eleLoad...

sp...

...

}

Εν. (3.4)

όπου, χρησιμοποιούμε το μέρος sp (single point constraint) για να επιβάλλουμε στη βάση του βάθρου, στους βαθμούς ελευθερίας 3,4,5, καθιζήση κατά τον κατακόρυφο καθολικό άξονα Z, στροφή κατά τον X/διαμήκη καθολικό άξονα RX, στροφή κατά τον Y/εγκάρσιο καθολικό άξονα RY, αντίστοιχα. Μετά την σύνταξη του sp επιλέγουμε τον κόμβο, τον βαθμό ελευθερίας, όπου επιβάλλουμε την μετακίνηση και την μέγιστη τιμή αυτής κι έτσι σύμφωνα με την Εξ. (3.5), προκειμένου να μετατρέψουμε τα m σε cm και τις μοίρες σε rad, λαμβάνουμε:

$$\max \rho = se \dim = -1m \begin{cases} r_{yy} = -1.0 \cdot se \dim \cdot 100.0 \cdot 0.05 \cdot \pi / 180.0 \\ r_{xx} = r_{yy} \end{cases}$$

Ταυτόχρονα απελευθερώνουμε τους βαθμούς ελευθερίας 3,4,5 της στήριξης της βάσης του βάθρου, χρησιμοποιώντας την εντολή:

fix \$nodeTag (ndf \$constrValues) → fix \$nodeTag 1 1 0 0 1

Εν. (3.5)

- 3^{ov}, καθορίζουμε τις παραμέτρους της ανάλυσης.

Για τον τρόπο που αντιμετωπίζονται οι δεσμεύσεις από την ανάλυση και την επίδραση αυτών πάνω στους βαθμούς ελευθερίας επιλέγεται η εντολή:

constraints Lagrange

Εν. (3.6)

Για τον τρόπο που αριθμούνται οι εξισώσεις και αντιστοιχίζονται στους βαθμούς ελευθερίας επιλέγεται ο κώδικας Reverse Cuthill-McKee:

numberer RCM

Εν. (3.7)

Για τον τρόπο αποθήκευσης και επίλυσης των εξισώσεων, λόγω του μεγάλου μεγέθους του μοντέλου χρησιμοποιείται η εντολή:

system UmfPack

Εν. (3.8)

Για τον τρόπο με τον οποίο ελέγχεται αν έχει επιτευχθεί σύγκλιση στο τέλος κάθε βήματος της ανάλυσης επιλέγεται η εντολή:

test EnergyIncr \$tol \$iter Ev. (3.9)

όπου,

tol : 10^{-8} ακρίβεια σύγκλισης

iter : 1000 μέγιστος αριθμός επιλύσεων/ολοκληρώσεων πριν επιστραφεί το μήνυμα ότι η ανάλυση απέτυχε

Εάν το σύστημα των εξισώσεων που έχει μορφωθεί από τον επιλύτη/ολοκληρωτή είναι:

$$K\Delta U^i = R(U^i) \quad \text{Εξ. (3.7)}$$

Τότε ελέγχεται:

$$\Delta U^i R(U^i) < tol \quad \text{Εξ. (3.8)}$$

Για τον αλγόριθμο εντοπισμού της τιμής δοκιμής επιλέγεται ο Newton-Raphson **Algorithm Newton**.

Για την επιλογή του στόχου του επόμενου βήματος (π.χ. δεδομένη μετακίνηση). Στο παρόν στάδιο του μοντέλου δεν επιβάλλονται μόνο τα φορτία βαρύτητας και η επιβολή της φόρτισης γίνεται σε 1000 βήματα (Nsteps) με μέγεθος κάθε βήματος $1/1000$ (Dincr). Χρησιμοποιείται η εντολή:

integrator LoadControl \$Dincr Ev. (3.10)

Για τον τύπο της ανάλυσης, η οποία είναι στατική, επιλέγονται οι εντολές:

analysis Static Ev. (3.11)

analyze \$Nsteps Ev. (3.12)

3.3. Αποτελέσματα της ανάλυσης

Πριν την επιβολή των καθιζήσεων έχει πραγματοποιηθεί μια μη γραμμική στατική ανάλυση (Non Linear Static Analysis) κατακόρυφων φορτίων για κάθε συνδυασμό, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επίδρασή τους. Οι παράμετροι της στατικής ανάλυσης είναι οι επόμενοι:

Constraints Penalty $a_s = 10^8$, $a_m = 10^8$

Numberer Plain

System UmfPack

test Energyincr $tolerance = 10^{-8}$, $iterations\ per\ step = 10$

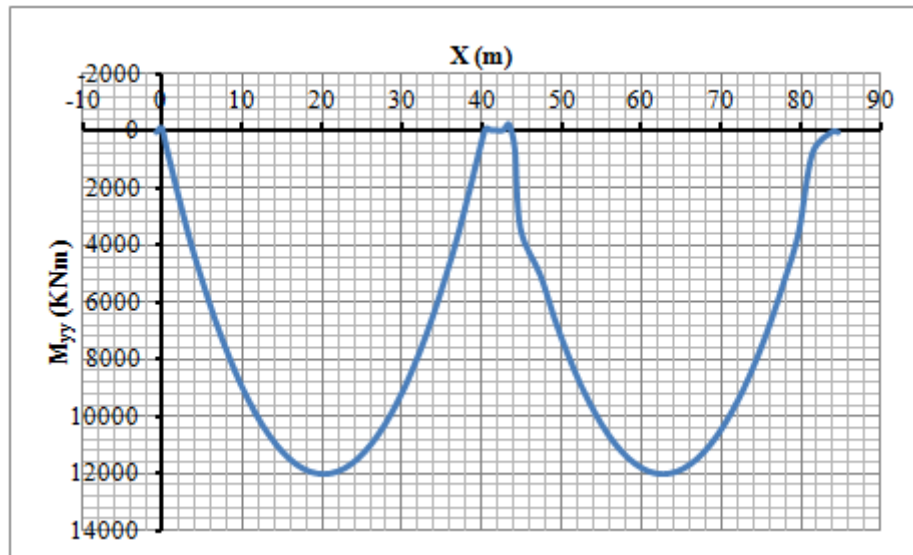
Algorithm NewtonLineSearch

Integrator LoadControl $D_{Gravity} = \frac{1}{N_{stepGravity}} = \frac{1}{10} = 0.1$

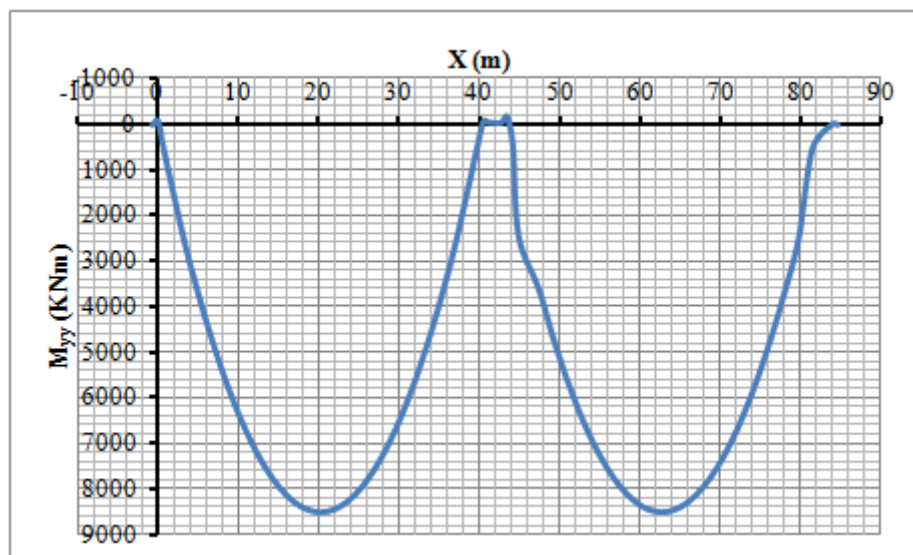
Τα αποτελέσματα των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων για τα κατακόρυφα φορτία φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα και διαγράμματα.

Πίνακας 3.1: Αξονικές θλιπτικές δυνάμεις στο βάρου

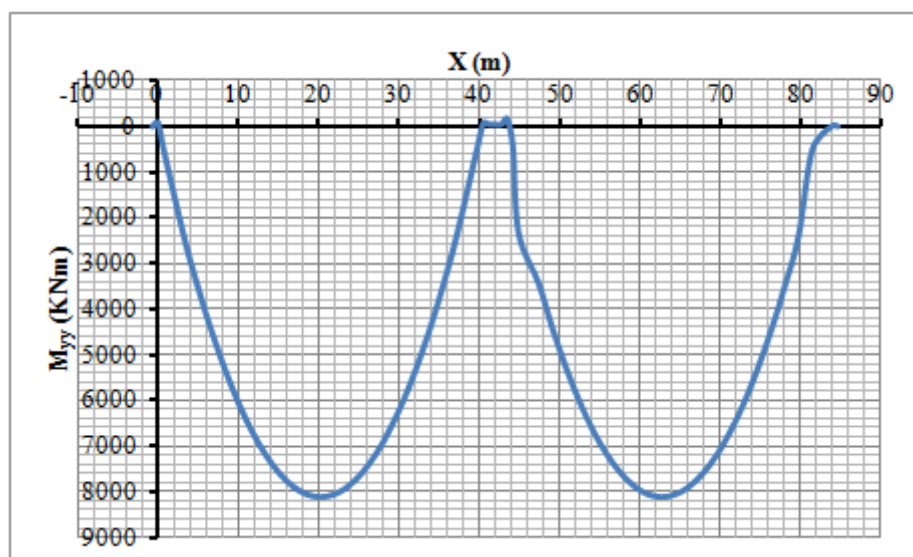
Συνδυασμοί	Πόδας	Κεφαλή
1) $1.15 \cdot (G_0 + G_1) + 1.35 \cdot Q$	$N_i = 25130.80KN$	$N_j = 22354.20KN$
2) $1.0 \cdot (G_0 + G_1) + 0.20 \cdot Q$	$N_i = 19158.30KN$	$N_j = 16738.60KN$
3) $1.0 \cdot (G_0 + G_1) + 0.0 \cdot Q$	$N_i = 18596.40KN$	$N_j = 16176.70KN$



Διάγραμμα 3.1: Καμπτικές ροπές ενδιάμεσων δοκών του καταστρώματος για τον συνδυασμό 1



Διάγραμμα 3.2: Καμπτικές ροπές ενδιάμεσων δοκών του καταστρώματος για τον συνδυασμό 2



Διάγραμμα 3.3: Καμπτικές ροπές ενδιάμεσων δοκών του καταστρώματος για τον συνδυασμό 3

3.3.1. Ανάλυση για την μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη του βάθρου $N_{\max} = 25130.80\text{KN}$ 3.3.1.1. Ροπή διαρροής βάθρου για $N_{\max} = 25130.80\text{KN}$ Πίνακας 3.2: Διγραμμικές προσεγγίσεις του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων για $N=25130.80\text{KN}$

	$M_{Rd,y}$	$(1/r)_y$	$M_{Rd,u}$	$(1/r)_u$	$a = \frac{K_p}{K_e}$
1. Διγραμμικό 60% χωρίς κράτωση	37100	$2.445 \cdot 10^{-3}$	37100	$9.658 \cdot 10^{-3}$	0
2. Διγραμμικό 60% με κράτωση	36650	$2.401 \cdot 10^{-3}$	37447	$9.658 \cdot 10^{-3}$	0.72%
3. Διγραμμικό EC8 χωρίς κράτωση	37447	$2.584 \cdot 10^{-3}$	37447	$9.658 \cdot 10^{-3}$	0
4. Διγραμμικό 60% με κράτωση 5%	33850	$2.135 \cdot 10^{-3}$	39814	$9.658 \cdot 10^{-3}$	5%

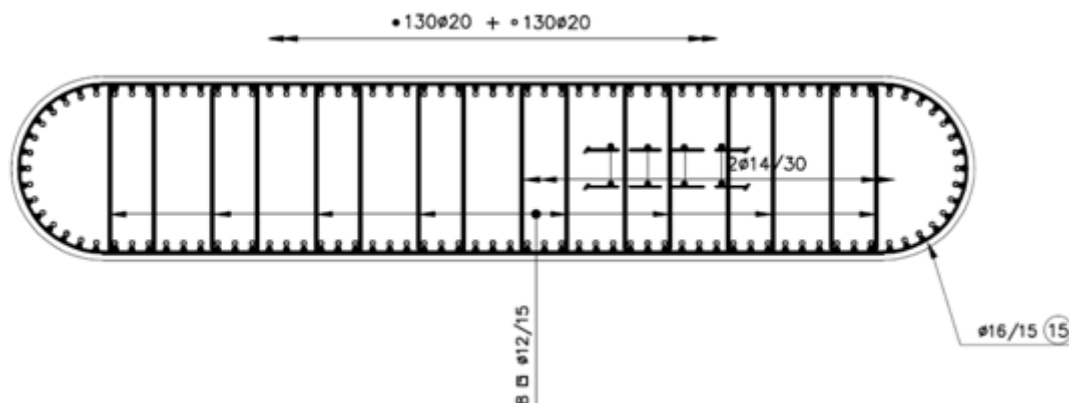
3.3.1.2. Ανάλυση ισοδυναμίας διατομής βάθρου για $N_{\max} = 25130.80\text{KN}$ Σκυρόδεμα C20: $f_{cd} = 11.33\text{MPa}$, $\varepsilon_{c0} = 2\text{‰}$

$$f_{cu} = 9.06\text{MPa}, \quad \varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$$

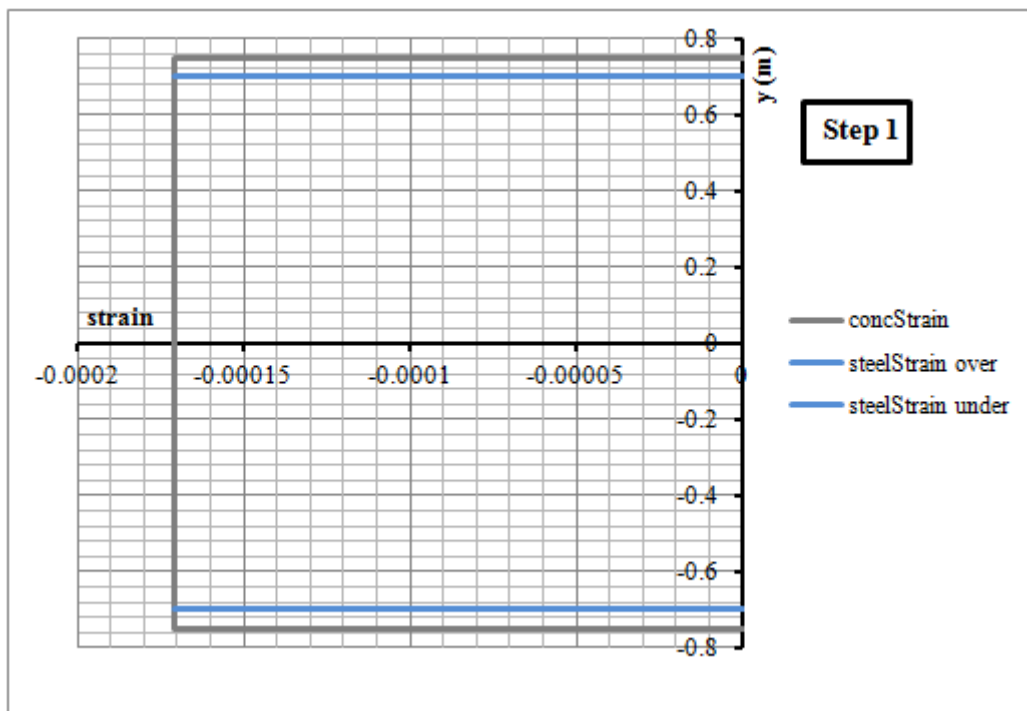
Χάλυβας B500C: $E_s = 200\text{GPa}$, $f_{sy} = 437.78\text{MPa}$, $f_{su} = 478.26\text{MPa}$, $b = 0.00426$, $E_s = 0.704\text{GPa}$

$$\varepsilon_{sh} = 1.0\%, \quad \varepsilon_{su} = 0.9 \cdot 7.5\% = 6.75\%$$

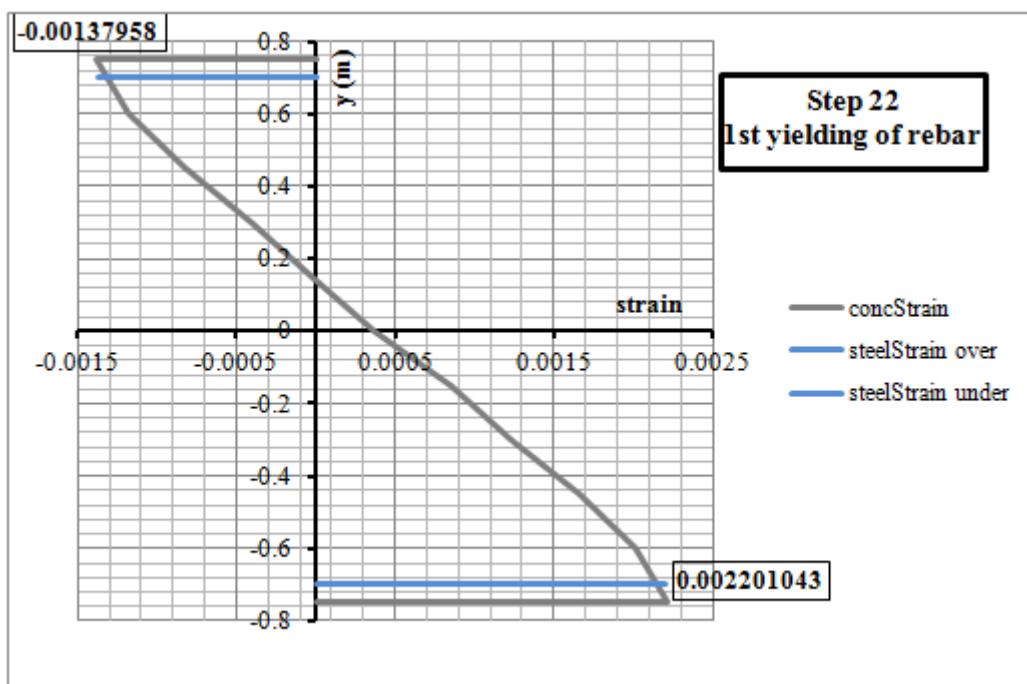
Διατομή:

Οπλισμός μεσόβαθρου (διατομή βάσης): $\Phi 20/14$ σε δύο στρώσεις

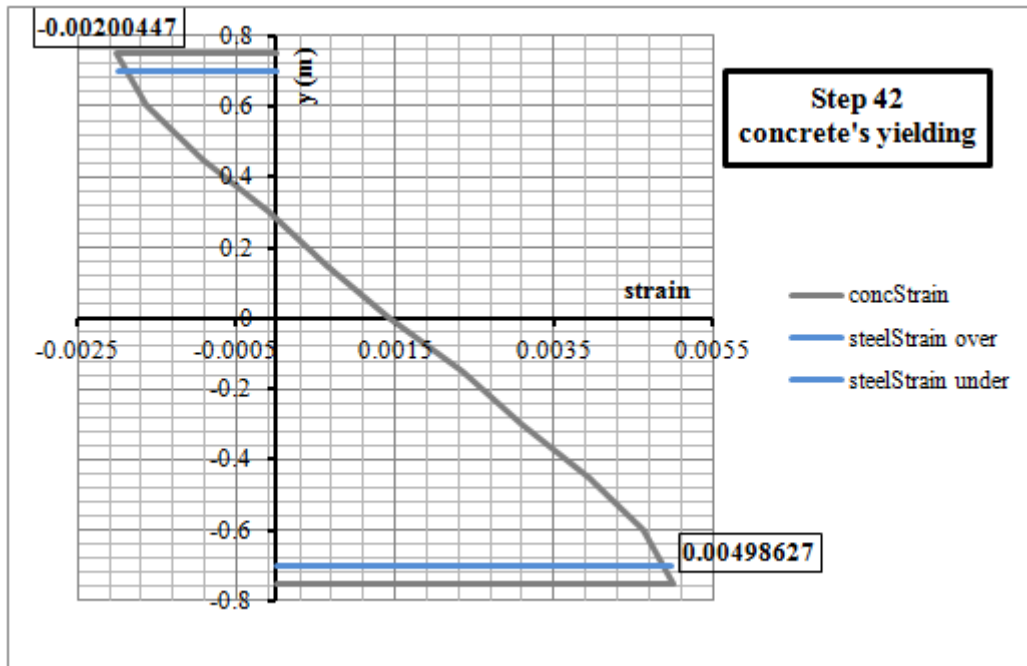
Εικόνα 3.1: Διατομή μεσόβαθρου



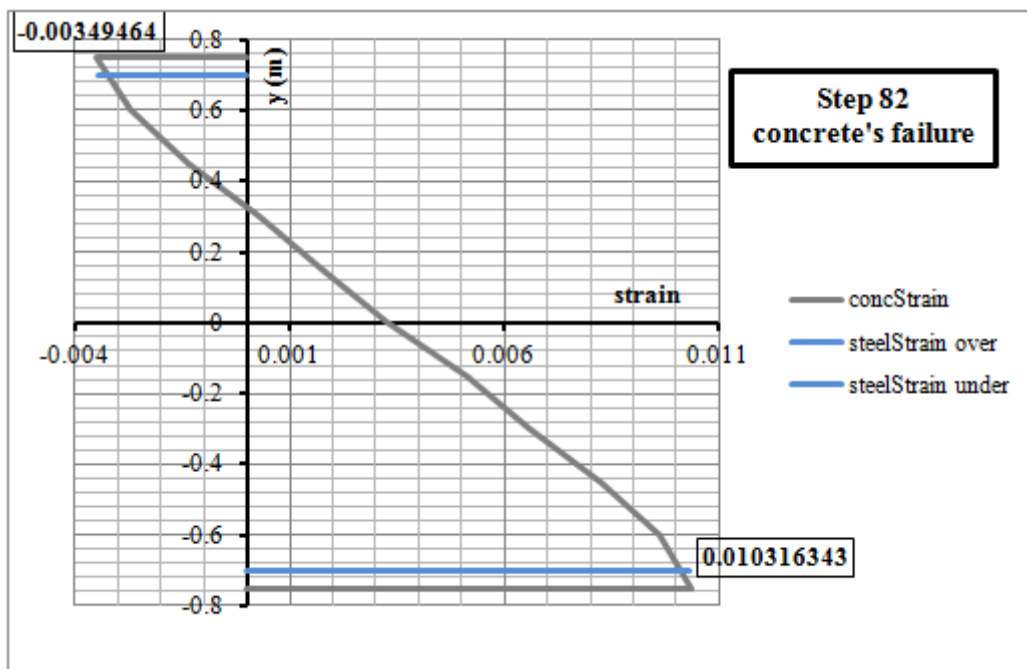
Διάγραμμα 3.4: Βήμα 1/100 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής του βάθρου



Διάγραμμα 3.5: Βήμα 22/100 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής του βάθρου



Διάγραμμα 3.6: Βήμα 42/100 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής του βάθρου



Διάγραμμα 3.7: Βήμα 82/100 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής του βάθρου

Παρατηρήσεις: Πρώτα διαρρέει ο χάλυβας στο βήμα 22 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων, $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s} = \frac{434.78}{200000} = 2.17 \cdot 10^{-3}$. Τελικά το σκυρόδεμα αστοχεί στο βήμα 82 της ανάλυσης, $\varepsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$.

Εξαγωγή καμπυλότητας αστοχίας της διατομής από το διάγραμμα 3.7:

Παραμόρφωση σκυροδέματος: $\varepsilon_u = -0.0035$

Παραμόρφωση χάλυβα: $\varepsilon_s = 0.010316$

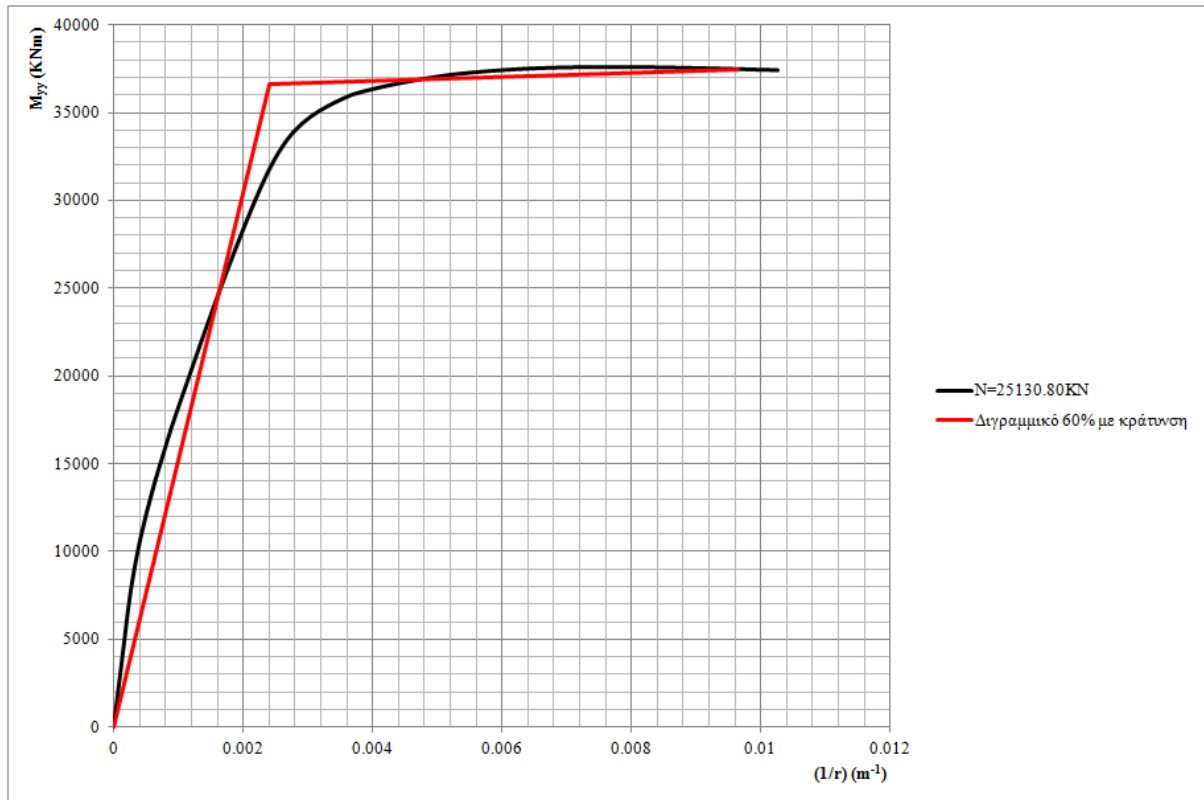
Σύμφωνα με την σχέση E.18 του παραρτήματος E του δεύτερου μέρους του Ευρωκώδικα 8 [3]

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_u}{d} = \frac{0.010316 - (-0.0035)}{1.43} = 0.009658$$

όπου,

$$d = h - (c + \Phi) = 1.50 - (0.05 + 0.020) = 1.43m, \text{ στατικό ύψος διατομής βάθρου}$$

Επιλέγουμε την δεύτερη προσέγγιση διγραμμικοποίησης, του πίνακα 3.2, του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων:



Διάγραμμα 3.8: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για αξονική $N=25130.80KN$

Παρατήρηση: Το 60% ορίζει τον λόγο V_0/V_y , όπου V_0 είναι η τεταγμένη του σημείου τομής της διγραμμικής με την πραγματική καμπύλη ροπών-καμπυλοτήτων.

Όπου,

$$M_{Rd,y} = 36650 KNm$$

$$(1/r)_y = 2.401 \cdot 10^{-3} m^{-1}$$

$$M_{Rd,u} = 37447 KNm$$

$$(1/r)_u = 9.658 \cdot 10^{-3} m^{-1}$$

Υπολογισμός ενεργού δυσκαμψίας διατομής βάθρου:

Γεωμετρική δυσκαμψία βάθρου:

$$I_{yy} = 2.1719m^4$$

$$E_c = 30000000KPa$$

$$(EI)_g = 30000000 \cdot 2.1719 = 65157000KNm^2$$

Ενεργός δυσκαμψία βάθρου:

$$(EI)_{eff} = \frac{M_{Rd,y}}{(1/r)_y} = \frac{36650}{2.401 \cdot 10^{-3}} = 15264473KNm^2$$

Συντελεστής ρηγμάτωσης διατομής:

$$a_{cr} = \frac{(EI)_{eff}}{(EI)_g} = \frac{15264473}{65157000} = 0.23$$

3.3.1.3. Έλεγχος βάθρου για $N_{max} = 25130.80KN$

$$\Delta = 1.15 \cdot (\rho + r_{yy} + 0.3r_{xx})$$

$$\rho = 100cm, r = 5\% \rho, \Gamma_{yy} = \Gamma_{xx}$$

Υλικά:

$$\text{Σκυρόδεμα: } f_{cd} = 11.33MPa \quad \varepsilon_{c0} = 2\text{‰}$$

$$f_{cu} = 9.06MPa \quad \varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$$

$$\text{Χάλυβας: } E_s = 200GPa \quad f_{sy} = 437.78MPa \quad f_{su} = 478.26MPa \quad b = 0.00426 \quad E_s = 0.704GPa$$

$$\varepsilon_{sh} = 1.0\% \quad \varepsilon_{su} = 0.9 \cdot 7.5\% = 6.75\%$$

Παράμετροι μη γραμμικής ανάλυσης:

σημεία ολοκλήρωσης στο στοιχείο: gauss Lobatto points=5

χειριστής δεσμεύσεων: Lagrange

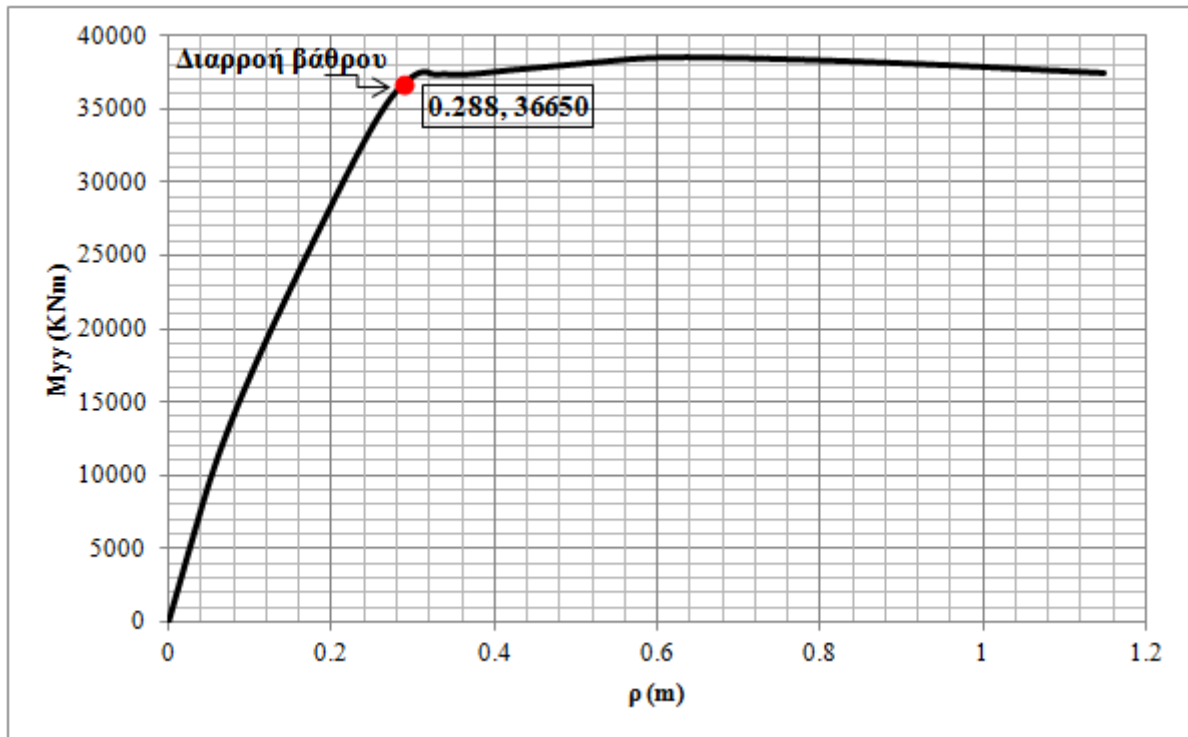
σύστημα επίλυσης (αριθμός εξισώσεων-βαθμοί ελευθερίας): RCM

αποθήκευση εξισώσεων: UMF pack

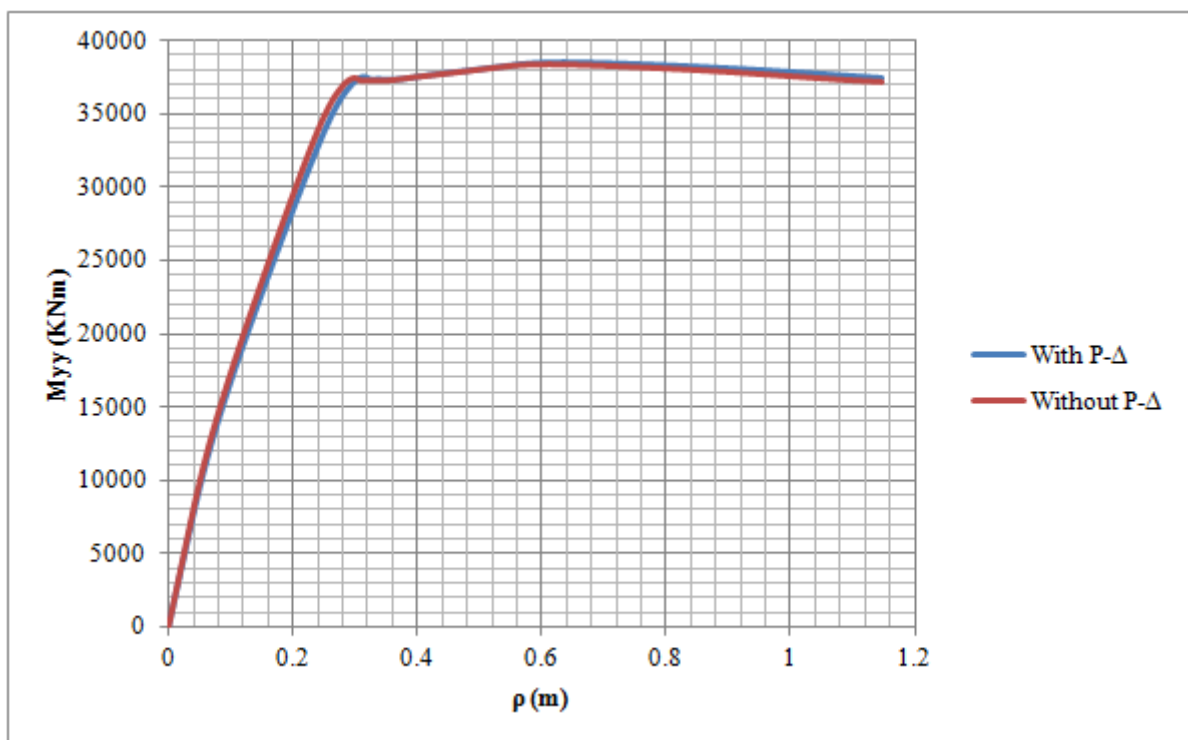
έλεγχος σύγκλισης: Energy increment, ακρίβεια= 10^{-8} , ολοκληρώσεις=1000

αλγόριθμος επίλυσης: Newton

ολοκληρωτής-επιλύτης: Load Control, βήματα=100



Διάγραμμα 3.9: Καμπύλη Pushover για την επιβολή καθίζησης και στροφών στην βάση του Μεσοβάθρου



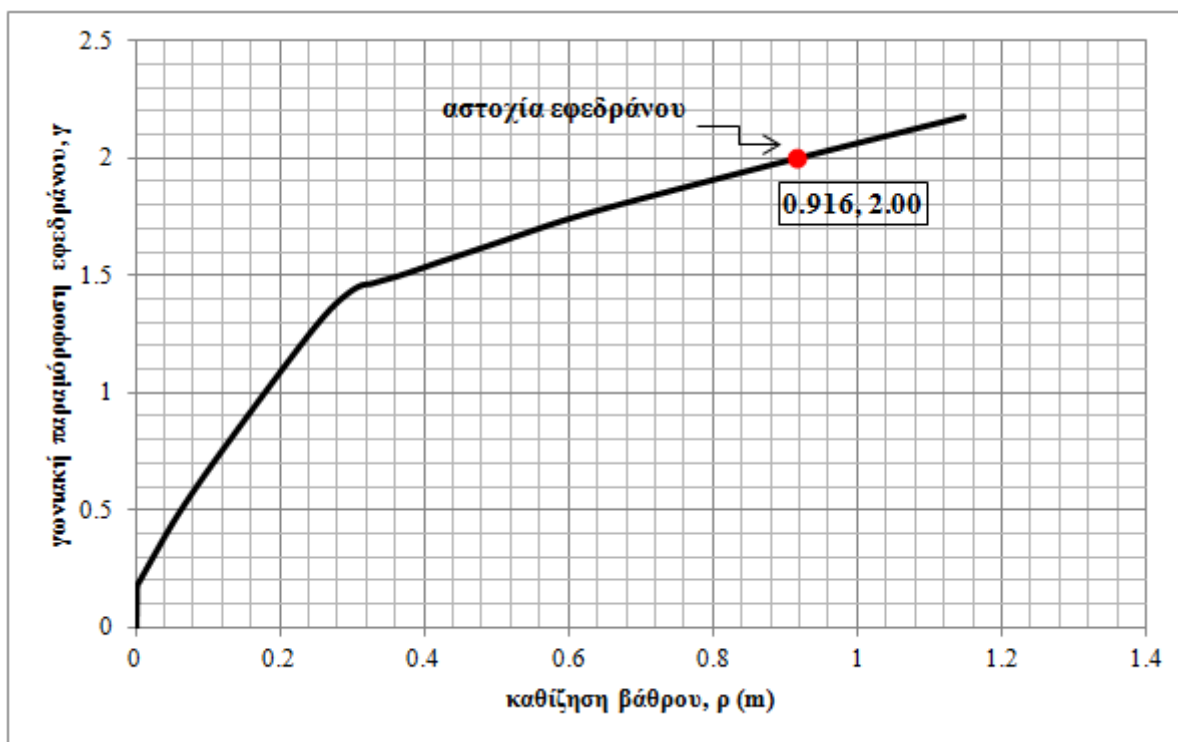
Διάγραμμα 3.10: Καμπύλη Pushover με και χωρίς την επιρροή των φαινομένων P-Δ

Παρατηρήσεις:

- 1) Στο Διάγραμμα 3.10: Καμπύλη Pushover με και χωρίς την επιρροή των φαινομένων P-Δ, η καμπύλη που λαμβάνει υπόψη τα P-Δ φαινόμενα βρίσκεται περίπου από 4.26% έως 0.56% χαμηλότερα από αυτή που δεν τα λαμβάνει υπόψη.
- 2) Στο Διάγραμμα 3.9: Καμπύλη Pushover για την επιβολή καθίζησης και στροφών στην βάση του Μεσοβάθρου, παρατηρούμε ότι το βάθρο εισάγεται στην διαρροή για καθίζηση $28.8/1.15 \approx 25cm$.
- 3) Εδώ η αστοχία του βάθρου αναφέρεται στην απερίσφικτη διατομή του, γεγονός που σημαίνει ότι η τιμή της δεν αντιπροσωπεύει την πραγματικότητα, απλά στο Διάγραμμα 3.8: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για αξονική $N=25130.80KN$, αποτυπώνεται για λόγους πληρότητας της καμπύλης. Εξάλλου, το κρίσιμο σημείο που αναζητούμε σε αυτό το κεφάλαιο είναι η διαρροή του βάθρου. Η αστοχία του βάθρου υπολογίζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 6 της εργασίας.

3.3.1.4. Έλεγχος εφεδράνων $N_{max} = 25130.80KN$

Τα εφέδρανα ελέγχονται έναντι μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης ίση με 2.00, σύμφωνα με τις οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση του Ιουνίου 2007 [4]. Το εφέδρανο που φθάνει πρώτο αυτή την τιμή γωνιακής παραμόρφωσης είναι το υπ' αριθμόν 3022 και βρίσκεται στο ανατολικό ακρόβαθρο Α2. Η καθίζηση του βάθρου εκείνη την στιγμή είναι ίση με $0.916/1.15 = 0.80m$.



Διάγραμμα 3.11: Γωνιακή παραμόρφωση εφεδράνου 3022 συναρτήσει καθίζησης βάθρου

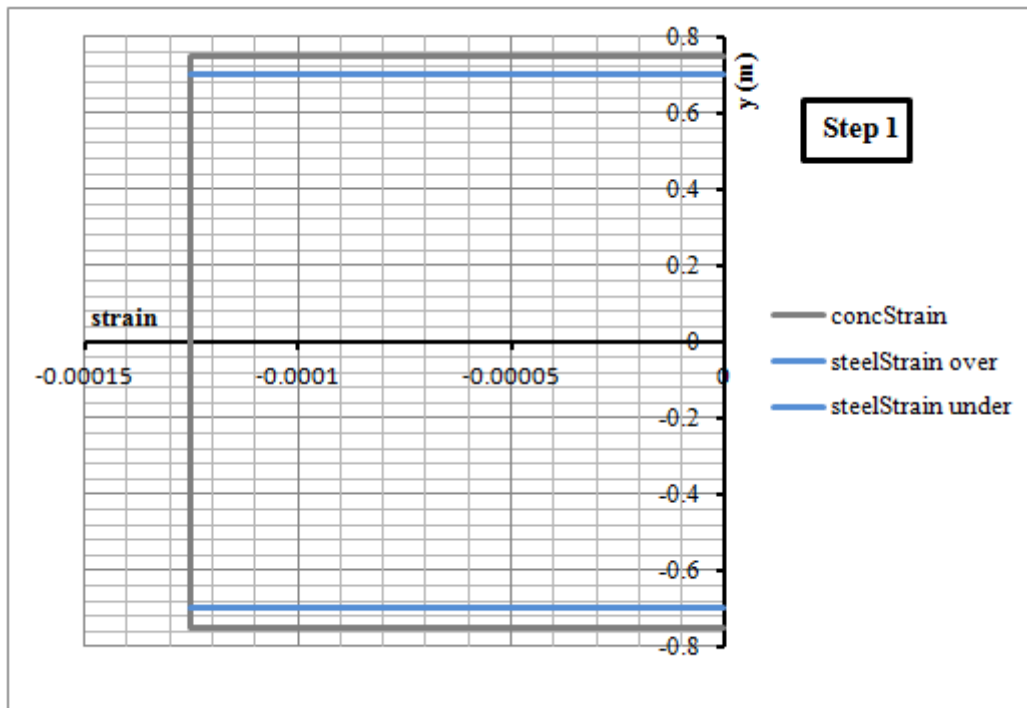
3.3.2. Ανάλυση για την ελάχιστη αξονική θλιπτική δύναμη του βάθρου $N_{\min} = 18596.40\text{KN}$

3.3.2.1. Ροπή διαρροής βάθρου για $N_{\min} = 18596.40\text{KN}$

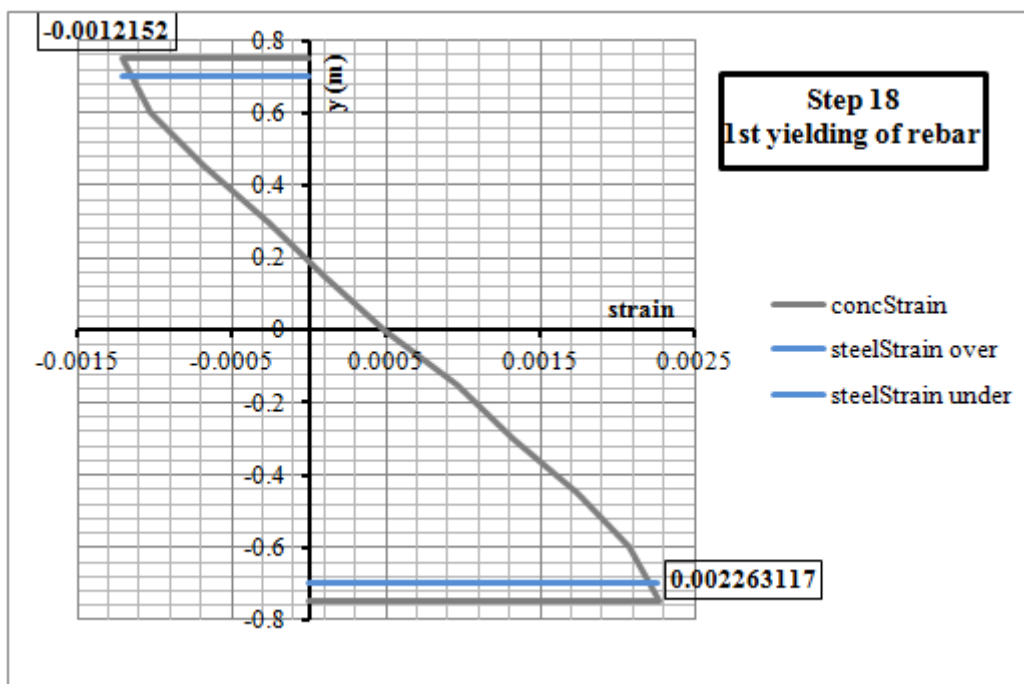
Πίνακας 3.3: Διγραμμικές προσεγγίσεις του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων για $N=18596.40\text{KN}$

	$M_{Rd,y}$	$(1/r)_y$	$M_{Rd,u}$	$(1/r)_u$	$a = \frac{K_p}{K_e}$
1. Διγραμμικό 60% χωρίς κράτυνση	34400	$2.410 \cdot 10^{-3}$	34400	$13.020 \cdot 10^{-3}$	0
2. Διγραμμικό 60% με κράτυνση	33810	$2.350 \cdot 10^{-3}$	34912	$13.020 \cdot 10^{-3}$	0.72%
3. Διγραμμικό EC8 χωρίς κράτυνση	34912	$2.755 \cdot 10^{-3}$	34912	$13.020 \cdot 10^{-3}$	0
4. Διγραμμικό 60% με κράτυνση 5%	30020	$2.00 \cdot 10^{-3}$	38291	$13.020 \cdot 10^{-3}$	5%

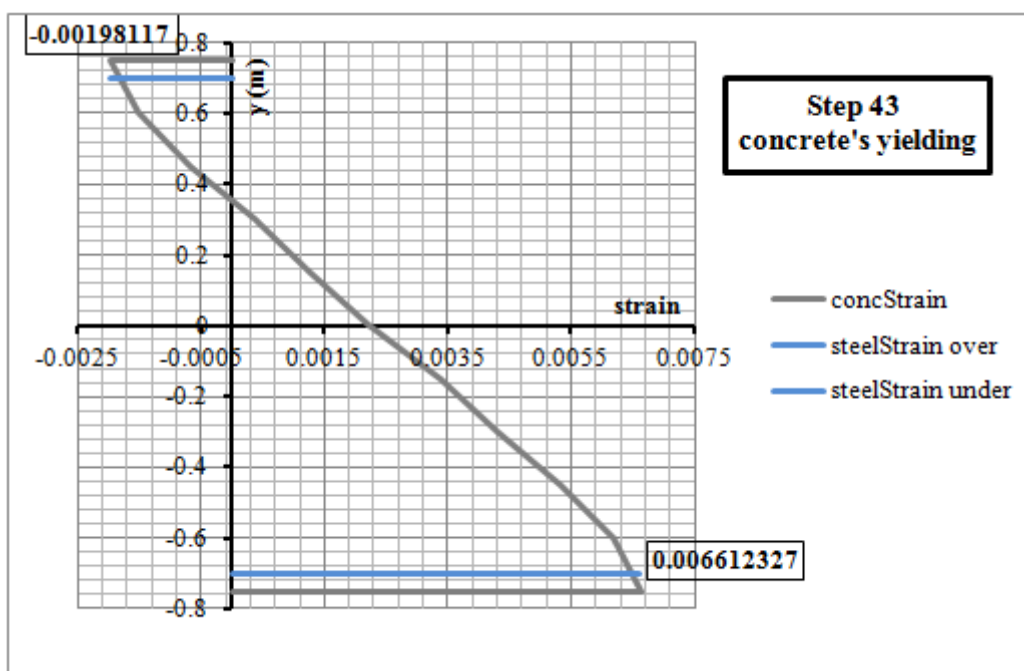
3.3.2.2. Ανάλυση ισοδυναμίας διατομής βάθρου για $N_{\min} = 18596.40\text{KN}$



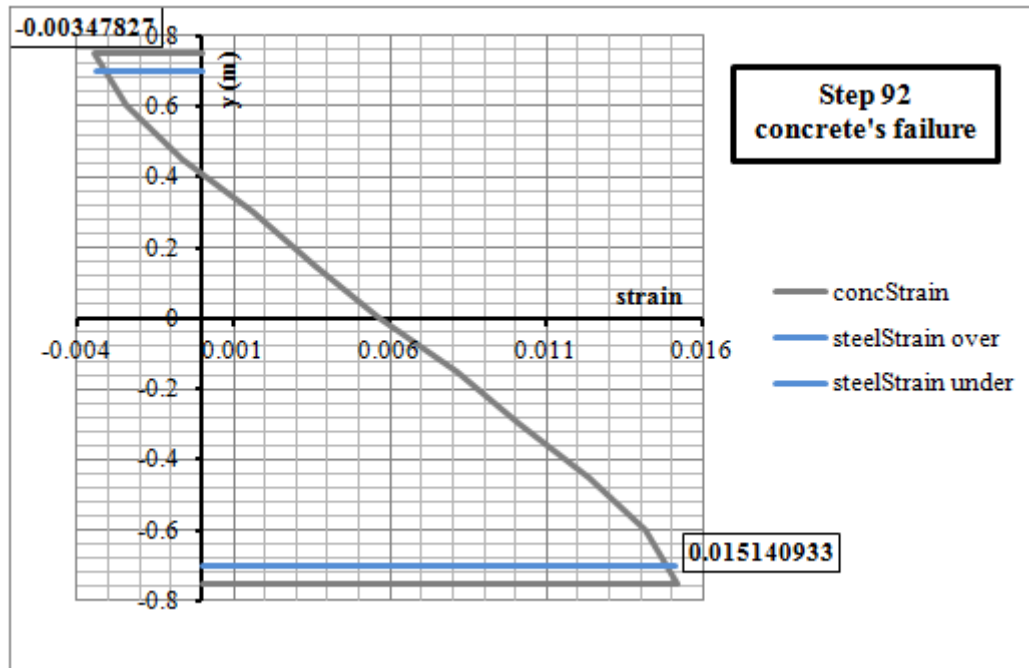
Διάγραμμα 3.12: Βήμα 1/100 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής του βάθρου



Διάγραμμα 3.13: Βήμα 18/100 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής του βάθρου



Διάγραμμα 3.14: Βήμα 43/100 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής του βάθρου



Διάγραμμα 3.15: Βήμα 92/100 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής του βάθρου

Παρατηρήσεις: Πρώτα διαρρέει ο χάλυβας στο βήμα 18 της ανάλυσης για την εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων, $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s} = \frac{434.78}{200000} = 2.17 \cdot 10^{-3}$. Τελικά το σκυρόδεμα αστοχεί στο βήμα 92 της ανάλυσης, $\varepsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$.

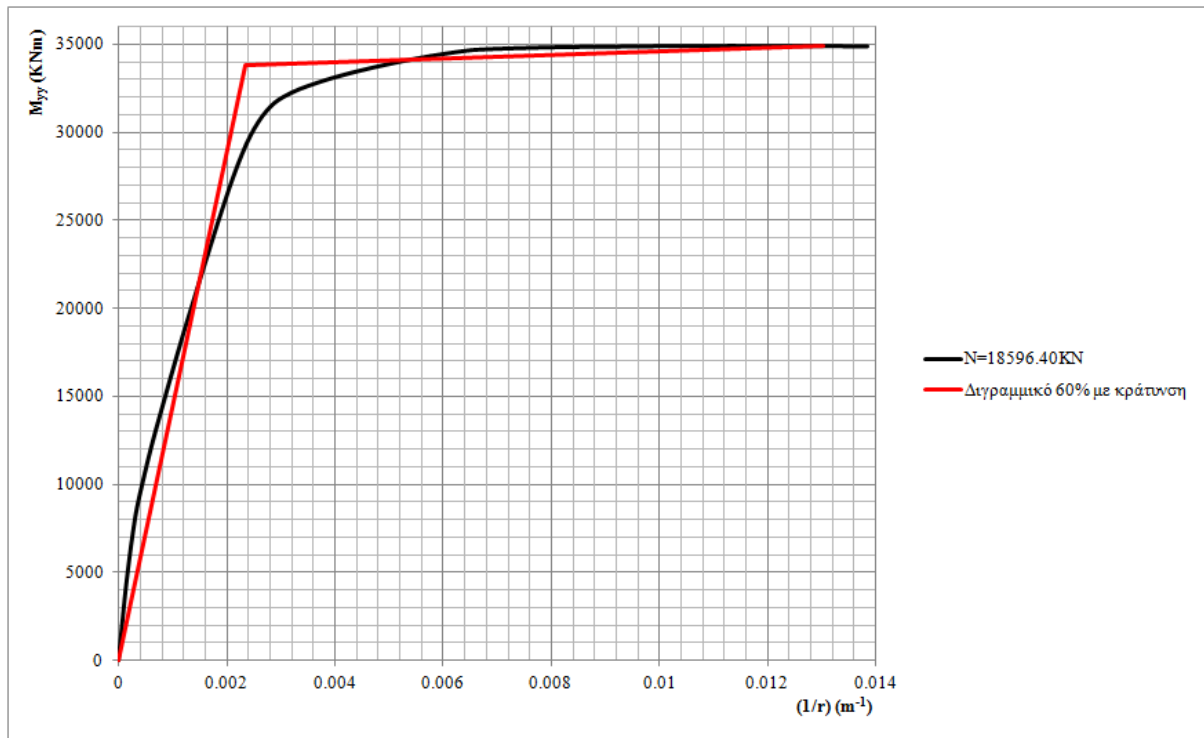
Εξαγωγή καμπυλότητας αστοχίας της διατομής από το διάγραμμα 3.15:

Παραμόρφωση σκυροδέματος : $\varepsilon_u = -0.0035$

Παραμόρφωση χάλυβα : $\varepsilon_s = 0.015141$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_u}{d} = \frac{0.015141 - (-0.0035)}{1.43} = 0.013020$$

Επιλέγουμε την δεύτερη προσέγγιση διγραμμικοποίησης, του πίνακα 2.1, του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων:



Διάγραμμα 3.16: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για αξονική $N=18596.40\text{KN}$

Όπου,

$$M_{Rd,y} = 33810\text{KNm}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = 2.350 \cdot 10^{-3} \text{m}^{-1}$$

$$M_{Rd,u} = 34912\text{KNm}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_u = 13.020 \cdot 10^{-3} \text{m}^{-1}$$

Υπολογισμός ενεργού δυσκαμψίας διατομής βάθρου :

Γεωμετρική δυσκαμψία βάθρου :

$$I_{yy} = 2.1719\text{m}^4$$

$$E_c = 30000000\text{KPa}$$

$$(EI)_g = 30000000 \cdot 2.1719 = 65157000\text{KNm}^2$$

Ενεργός δυσκαμψία βάθρου :

$$(EI)_{eff} = \frac{M_{Rd,y}}{\left(\frac{1}{r}\right)_y} = \frac{33810}{2.350 \cdot 10^{-3}} = 14387234\text{KNm}^2$$

Συντελεστής ρηγμάτωσης διατομής :

$$a_{cr} = \frac{(EI)_{eff}}{(EI)_g} = \frac{14387234}{65157000} = 0.22$$

3.3.2.3. Έλεγχος βάθρου $N_{\min} = 18596.40 \text{ KN}$

$$\Delta = 1.0 \cdot (\rho + r_{yy} + 0.3r_{xx})$$

$\rho = 100 \text{ cm}$, $r = 5\% \rho$, $r_{yy} = r_{xx}$

Υλικά:

Σκυρόδεμα: $f_{cd} = 11.33 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{c0} = 2\%$

$f_{cu} = 9.06 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$

Χάλυβας: $E_s = 200 \text{ GPa}$ $f_{sy} = 437.78 \text{ MPa}$ $f_{su} = 478.26 \text{ MPa}$ $b = 0.00426$ $E_s = 0.704 \text{ GPa}$

$\varepsilon_{sh} = 1.0\%$ $\varepsilon_{su} = 0.9 \cdot 7.5\% = 6.75\%$

Παράμετροι μη γραμμικής ανάλυσης:

σημεία ολοκλήρωσης στο στοιχείο: gauss lobatto points=5

χειριστής δεσμεύσεων: Lagrange

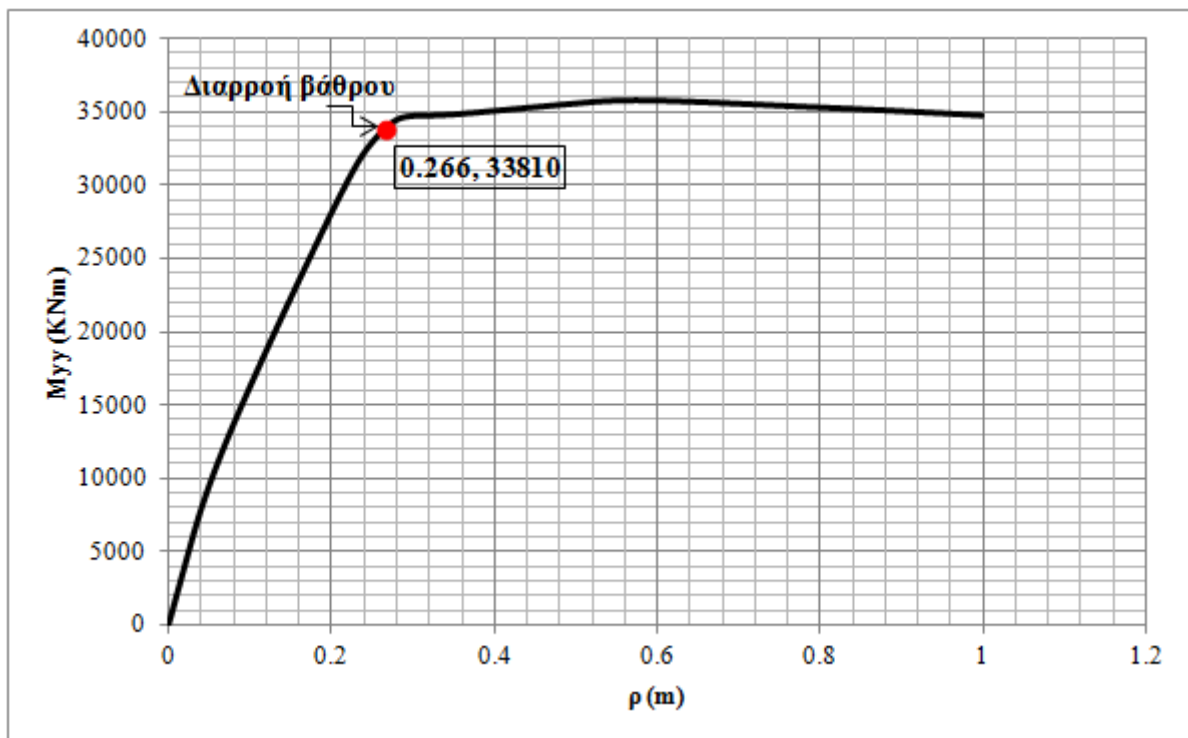
σύστημα επίλυσης (αριθμός εξισώσεων-βαθμοί ελευθερίας): RCM

αποθήκευση εξισώσεων: UMF pack

έλεγχος σύγκλισης: Energy increment, ακρίβεια= 10^{-8} , ολοκληρώσεις=1000

αλγόριθμος επίλυσης: Newton

ολοκληρωτής-επιλύτης: Load Control, βήματα=100



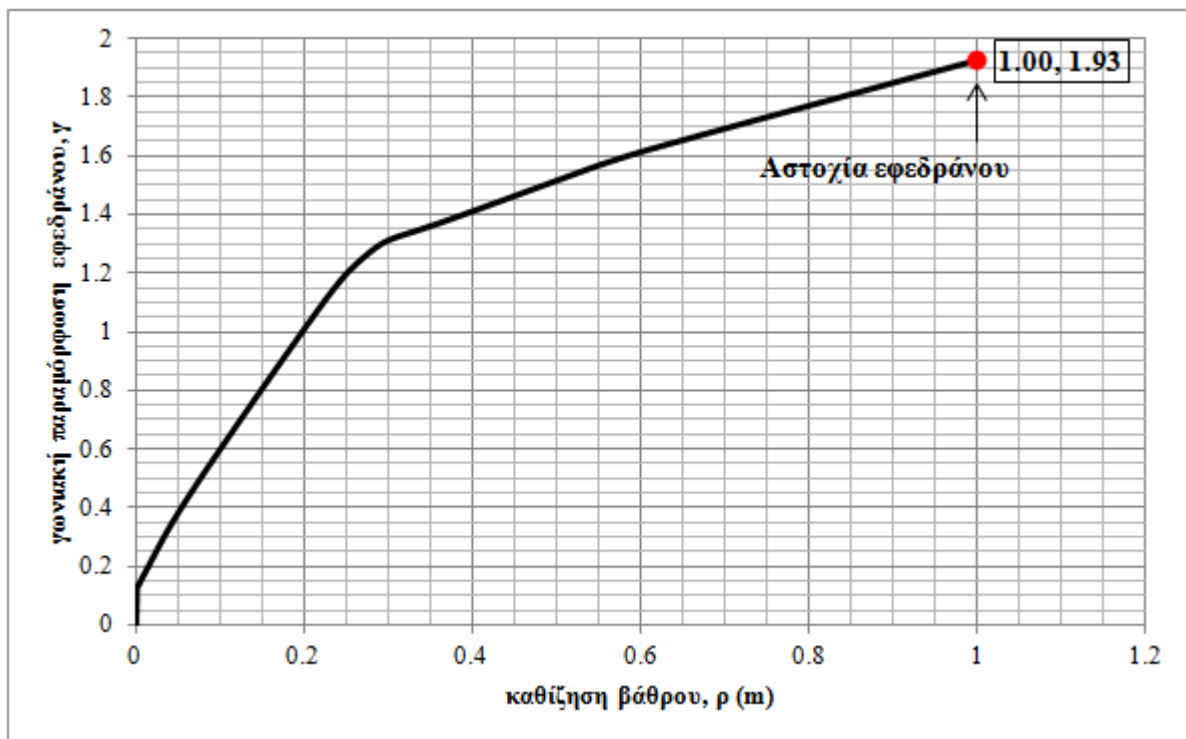
Διάγραμμα 3.17: Καμπύλη Pushover για την επιβολή καθίζησης και στροφών στην βάση του Μεσοβάθρου

Παρατηρήσεις:

- 1) Στο Διάγραμμα 3.17: Καμπύλη Pushover για την επιβολή καθίζησης και στροφών στην βάση του Μεσοβάθρου, παρατηρούμε ότι το βάθρο εισάγεται στην διαρροή για καθίζηση $\frac{26.6}{1.15} \approx 23cm$.
- 2) Και πάλι εδώ η αστοχία του βάθρου αναφέρεται στην απερίσφιγκτη διατομή του. Στο Διάγραμμα 3.16: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για αξονική $N=18596.40KN$ η αστοχία αναγράφεται για λόγους πληρότητας της καμπύλης.

3.3.2.4. Έλεγχος εφεδράνων $N_{min} = 18596.40KN$

Κανένα εφέδρανο για την περίπτωση αυτής της φόρτισης, όπου $N_{min} = 18596.40KN$, δεν φθάνει στην μέγιστη επιτρεπτή γωνιακή παραμόρφωση ίση με 2.00. Το εφέδρανο που καταπονείται περισσότερο εντοπίζεται και πάλι στο ανατολικό ακρόβαθρο A2 και είναι το υπ' αριθμόν 3022.

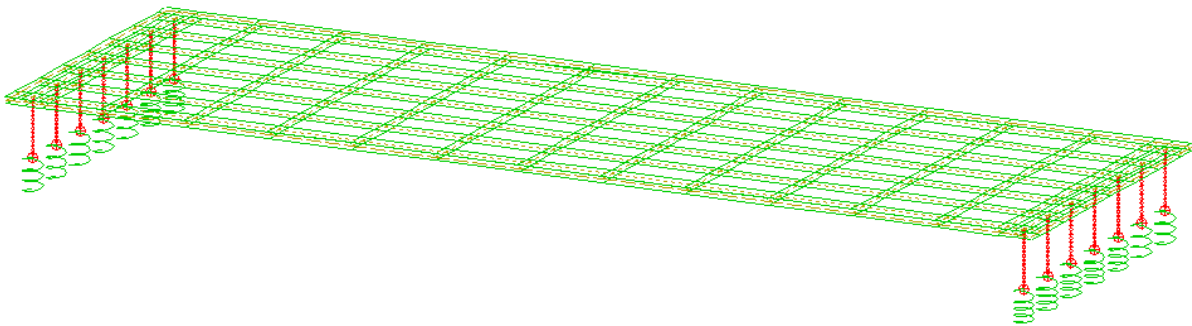


Διάγραμμα 3.18: Γωνιακή παραμόρφωση εφεδράνου 3022 συναρτήσει καθίζησης βάθρου

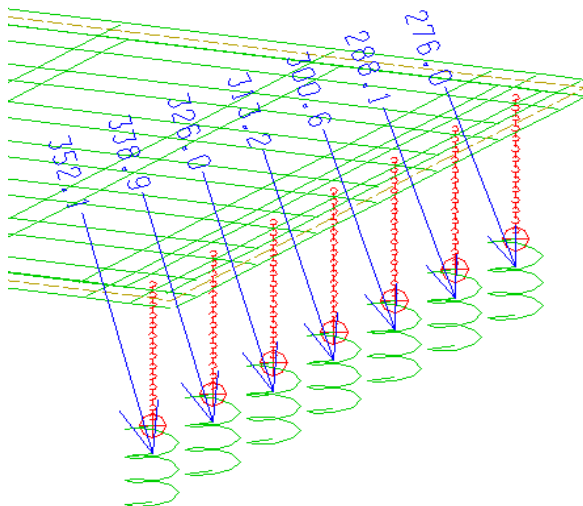
Συμπέρασμα ανάλυσης παρόντος κεφαλαίου: Τελικά ύστερα από την ολοκλήρωση όλης της προαναφερθείσας ανάλυσης, η οποία κατέληξε σε $\rho_{cr,max} = 25cm$ και $\rho_{cr,min} = 23cm$ δεχόμαστε ως μέγιστη ανεκτή καθίζηση βάθρου την τιμή $\rho_{all} = 20cm$, ώστε κατά την διάρκεια της ρευστοποίησης του εδάφους στην περιοχή του μεσοβάθρου να μην προσεγγιστεί η διαρροή του στοιχείου του βάθρου.

4. Έλεγχος καταστρώματος για τις ανεκτές καθιζήσεις και στροφές του βάθρου

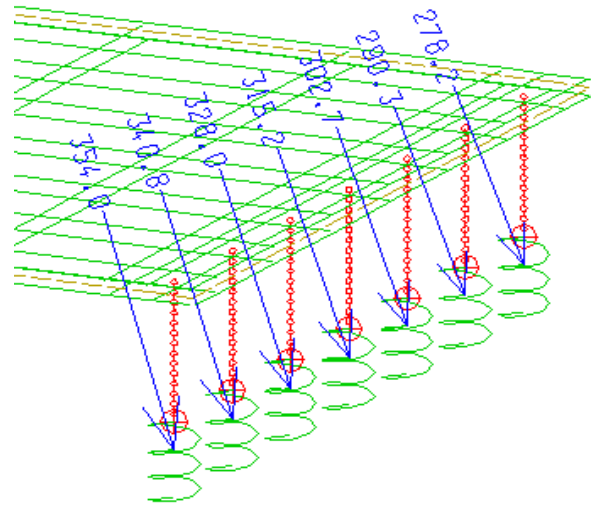
Σε αυτό το κεφάλαιο μελετάται η απόκριση του καταστρώματος για τις επιβαλλόμενες καθιζήσεις και στροφές στην θεμελίωση της γέφυρας, δηλαδή στην βάση του βάθρου, λόγω ρευστοποίησης. Το πλήρες προσομοίωμα του καταστρώματος, το οποίο περιλαμβάνει και την προένταση των δοκών του, αναπτύχθηκε από την Νικολέτα Ψύλλα, Δρ Πολιτικό Μηχανικό ΕΜΠ, στο πρόγραμμα Sofistik. Ο συγκεκριμένος κώδικας τροποποιήθηκε για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας, προκειμένου να εισαχθούν στις βάσεις των εφεδράνων εκείνες οι μετατοπίσεις που προκύπτουν, για τις κρίσιμες για την διαρροή του βάθρου, επιβαλλόμενες καθιζήσεις και στροφές στην βάση του. Τα τελευταία μεγέθη υπολογίστηκαν αναλυτικά στο Κεφάλαιο 3. Επίσης, αντικαταστάθηκαν όλες οι περιπτώσεις φόρτισης κινητών φορτίων κατά τον Ευρωκώδικα 1 από ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο στην πλάκα του καταστρώματος κινητό φορτίο ίσο με 5.45KPa , λογική που ακολουθήθηκε ούτως ή άλλως σε όλη την εργασία.



Εικόνα 4.1: Μοντέλο καταστρώματος στο πρόγραμμα Sofistik



Εικόνα 4.2: Μετακινήσεις στις στηρίξεις του καταστρώματος για τον συνδυασμό $1.0 \cdot G_{total} + 1.0 \cdot Q$



Εικόνα 4.3: Μετακινήσεις στις στηρίξεις του καταστρώματος για τον συνδυασμό $1.15 \cdot G_{total} + 1.35 \cdot Q$

Προφανώς, οι μεγαλύτερες μετακινήσεις εντοπίζονται στα εφεδράνα του μεσοβάθρου, στην δεξιά σειρά εφεδράνων της Εικόνας 4.1, αφού οι καθιζήσεις και οι στροφές λόγω ρευστοποίησης επιβάλλονται στην βάση του βάθρου. Στην σειρά εφεδράνων του ακροβάθρου οι μετακινήσεις είναι αμελητέες και γι' αυτόν τον λόγο δεν απεικονίζονται.

4.1. Έλεγχος καταστώματος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι μετατοπίσεις που εισήχθησαν στις βάσεις των εφεδράνων στο πρόγραμμα Sofistik, υπολογίστηκαν στο πρόγραμμα OpenSees για τον συνδυασμό: $1.0 \cdot g_{tot} + 1.0 \cdot LL$

Πίνακας 4.1: Έλεγχοι Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

Συνδυασμοί λειτουργικότητας	Έλεγχοι	Φόρτιση
1. Χαρακτηριστικός	a) $\sigma_c < 0.6 f_{ck}$	82, 83
	b) Περιορισμός εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος $\sigma_t < f_{ctm}$	82, 83
	c) Περιορισμός πλάτους ρωγμής – Έμμεσος υπολογισμός ελάχιστου οπλισμού ($w_k = 0.2mm$)	91, 92
2. Συχνός	a) - Εάν $\max \sigma_c < -1.0MPa \Rightarrow$ ελάχιστος οπλισμός για τον έλεγχο ρηγματώσης - Εάν $-1.0 < \max \sigma_c < f_{ctm} \Rightarrow$ ό,τι και στο 1c, - Διαφορετικά, άμεσος υπολογισμός πλάτους ρωγμής	90
	b) Κύριες λοξές εφελκυστικές τάσεις $\sigma_t < f_{ctk,0.05}$	95
3. Οιονεί μόνιμος	a) $\sigma_c < 0$	84, 85
	b) $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$	84, 85
	c) $\sigma_s < 0.65 \cdot f_{pk}$ (για χάλυβα προέντασης)	84, 85

Οι συνδυασμοί των ελέγχων καθορίστηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 και οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. [5], [6]

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός**I. Φόρτιση 82: $g_{tot} + 0.9 \cdot P_{\infty} + LL$**

i. Υλικό 1 (προεντεταμένη δοκός):

$$C35/45, f_{ctm} = 3.2MPa, f_{ctk,0.05} = 2.2MPa, f_{ck} = 35MPa$$

a) έλεγχος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος $\sigma_c < 0.6f_{ck}$

$$\checkmark \min \sigma_c = -11.29MPa > 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot (-35) = -21MPa$$

b) έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος $\sigma_t < f_{ctm}$

$$\checkmark \max \sigma_t = 1.12MPa < f_{ctm} = 3.2MPa$$

ii. Υλικό 2 (πλάκα σκυροδέματος):

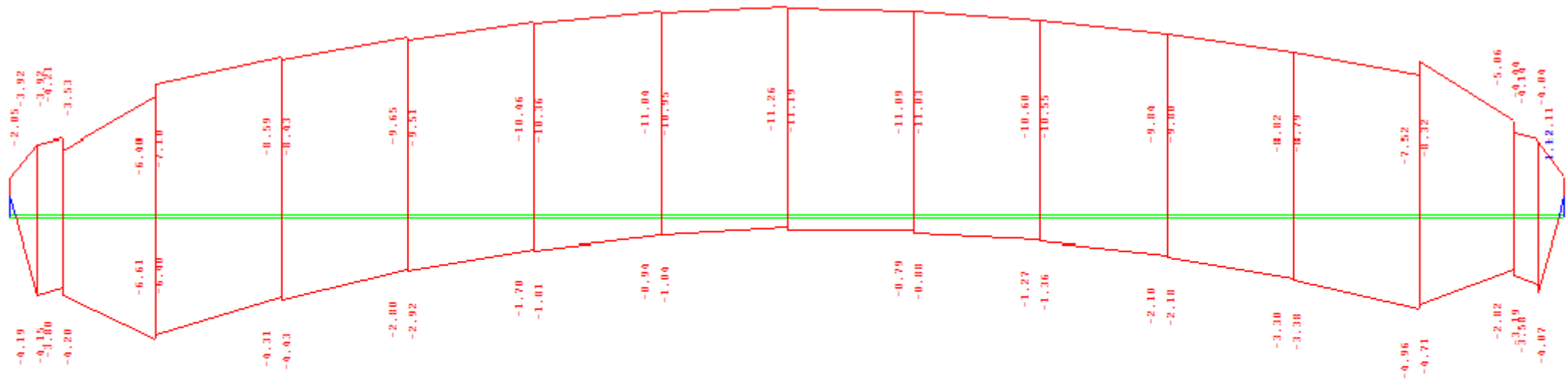
$$C30/37, f_{ctm} = 2.9MPa, f_{ctk,0.05} = 2.0MPa, f_{ck} = 30MPa$$

a) έλεγχος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος $\sigma_c < 0.6f_{ck}$

$$\checkmark \min \sigma_c = -4.04MPa > 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot (-30) = -18MPa$$

b) έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος $\sigma_t < f_{ctm}$

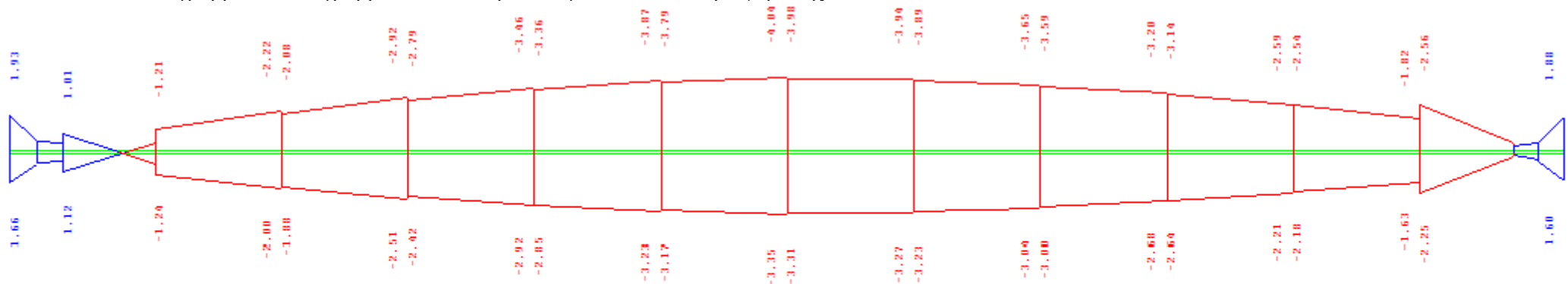
$$\checkmark \max \sigma_t = 1.88MPa < f_{ctm} = 2.9MPa$$



SECTOR OF SYSTEM
 UPPER STRESS DESIGN CASE 82 MATERIAL 1 1 CM - 3.00 MPa
 LOWER STRESS DESIGN CASE 82 MATERIAL 1 1 CM - 3.00 MPa

M 1 : 149

Διάγραμμα 4.1: Διάγραμμα τάσεων στην δοκό για τον συνδυασμό φόρτισης 82



SECTOR OF SYSTEM
 UPPER STRESS DESIGN CASE 82 MATERIAL 2 1 CM - 3.00 MPa
 LOWER STRESS DESIGN CASE 82 MATERIAL 2 1 CM - 3.00 MPa

M 1 : 149

Διάγραμμα 4.2: Διάγραμμα τάσεων στην πλάκα καταστρώματος για τον συνδυασμό φόρτισης 82

II. Φόρτιση 83: $g_{tot} + 1.1 \cdot P_{\infty} + LL$

i. Υλικό 1 (προεντεταμένη δοκός):

$$C35/45, f_{ctm} = 3.2MPa, f_{ctk,0.05} = 2.2MPa, f_{ck} = 35MPa$$

a) έλεγχος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος $\sigma_c < 0.6f_{ck}$

$$\checkmark \min \sigma_c = -9.67MPa > 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot (-35) = -21MPa$$

b) έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος $\sigma_t < f_{ctm}$

$$\checkmark \max \sigma_t = 1.36MPa < f_{ctm} = 3.2MPa$$

ii. Υλικό 2 (πλάκα σκυροδέματος):

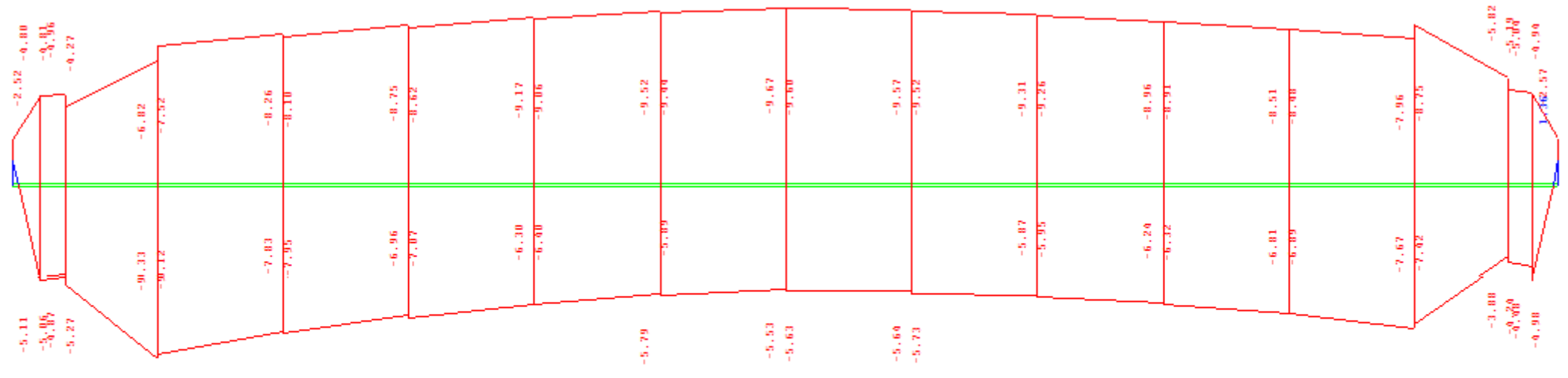
$$C30/37, f_{ctm} = 2.9MPa, f_{ctk,0.05} = 2.0MPa, f_{ck} = 30MPa$$

a) έλεγχος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος $\sigma_c < 0.6f_{ck}$

$$\checkmark \min \sigma_c = -4.22MPa > 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot (-30) = -18MPa$$

b) έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος $\sigma_t < f_{ctm}$

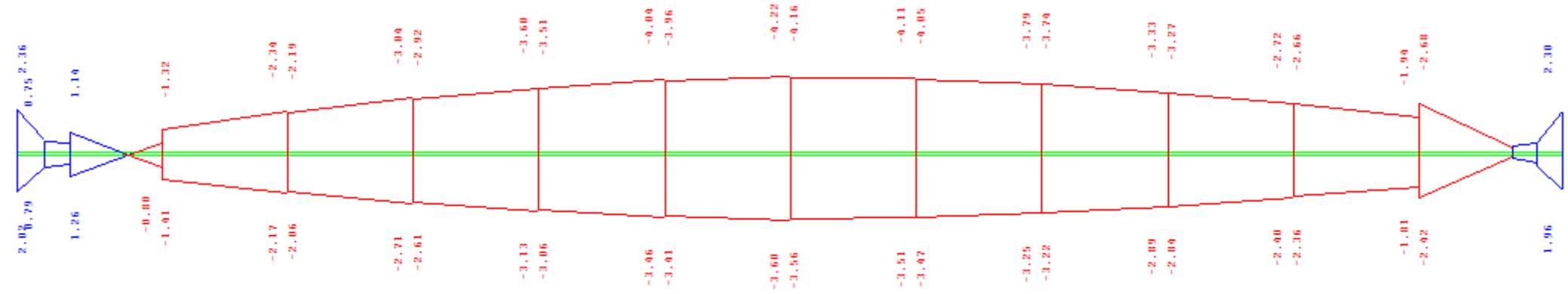
$$\checkmark \max \sigma_t = 2.36MPa < f_{ctm} = 2.9MPa$$



SECTOR OF SYSTEM
 UPPER STRESS DESIGN CASE 83 MATERIAL 1 1 CM - 3.00 MPa
 LOWER STRESS DESIGN CASE 83 MATERIAL 1 1 CM - 3.00 MPa

M 1 : 149

Διάγραμμα 4.3: Διάγραμμα τάσεων στην δοκό για τον συνδυασμό φόρτισης 83



SECTOR OF SYSTEM
 UPPER STRESS DESIGN CASE 83 MATERIAL 2 1 CM - 3.00 MPa
 LOWER STRESS DESIGN CASE 83 MATERIAL 2 1 CM - 3.00 MPa

M 1 : 149

Διάγραμμα 4.4: Διάγραμμα τάσεων στην πλάκα καταστρώματος για τον συνδυασμό φόρτισης 83

III. Φόρτιση 91: $g_{tot} + 0.9 \cdot P_{\infty} + LL$ c) έλεγχος πλάτους ρωγμής $w < 0.2mm$ **Στοιχείο δοκού 101:**× $w = 12.57mm > 0.2mm$

Το 101 στοιχείο δοκού δεν περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με τον υπάρχοντα οπλισμό. (Check for crack width did not pass)

✓ $w = 0.2mm$

Το 101 στοιχείο δοκού περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με επιπλέον οπλισμό.

$$A_{s,\Phi14} = 5.5cm^2 \Rightarrow 4\Phi14$$

(Check for crack width passed with additional reinforcement)

Στοιχείο δοκού 201:× $w = 12.82mm > 0.2mm$

Το 201 στοιχείο δοκού δεν περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με τον υπάρχοντα οπλισμό. (Check for crack width did not pass)

✓ $w = 0.2mm$

Το 201 στοιχείο δοκού περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με επιπλέον οπλισμό.

$$A_{s,\Phi14} = 6.0cm^2 \Rightarrow 4\Phi14$$

(Check for crack width passed with additional reinforcement)

Στοιχείο δοκού 701:× $w = 33.67mm > 0.2mm$

Το 701 στοιχείο δοκού δεν περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με τον υπάρχοντα οπλισμό. (Check for crack width did not pass)

✓ $w = 0.2mm$

Το 701 στοιχείο δοκού περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με επιπλέον οπλισμό.

$$A_{s,\Phi20} = 1.3cm^2 \Rightarrow 1\Phi20$$

(Check for crack width passed with additional reinforcement)

IV. Φόρτιση 92: $g_{tot} + 1.1 \cdot P_{\infty} + LL$ c) έλεγχος πλάτους ρωγμής $w < 0.2mm$ **Στοιχείο δοκού 101:**× $w = 12.86mm > 0.2mm$

Το 101 στοιχείο δοκού δεν περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με τον υπάρχοντα οπλισμό (Check for crack width did not pass)

✓ $w = 0.2mm$

Το 101 στοιχείο δοκού περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με επιπλέον οπλισμό

$$A_{s,\Phi14} = 5.5cm^2 \Rightarrow 4\Phi14$$

(Check for crack width passed with additional reinforcement)

Στοιχείο δοκού 201:× $w = 12.72mm > 0.2mm$

Το 201 στοιχείο δοκού δεν περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με τον υπάρχοντα οπλισμό. (Check for crack width did not pass)

✓ $w = 0.2mm$

Το 201 στοιχείο δοκού περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με επιπλέον οπλισμό.

$$A_{s,\Phi14} = 6.0cm^2 \Rightarrow 4\Phi14$$

(Check for crack width passed with additional reinforcement)

Στοιχείο δοκού 701:

× $w = 33.30\text{mm} > 0.2\text{mm}$

Το 701 στοιχείο δοκού δεν περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με τον υπάρχοντα οπλισμό. (Check for crack width did not pass)

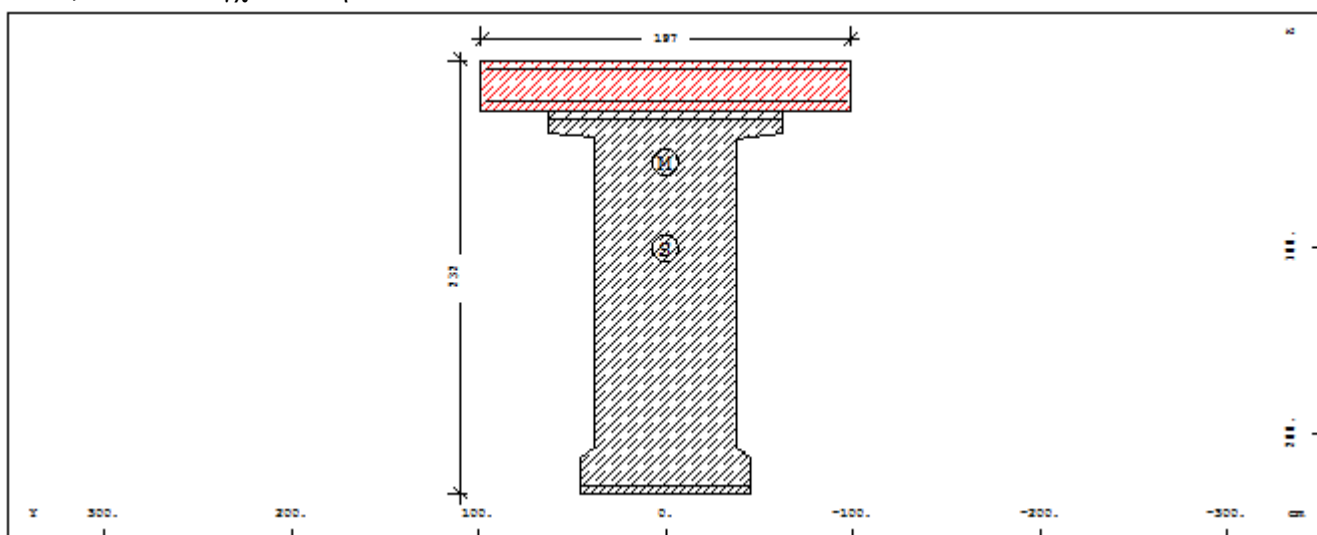
✓ $w = 0.2\text{mm}$

Το 701 στοιχείο δοκού περνά τον έλεγχο ρηγμάτωσης με επιπλέον οπλισμό.

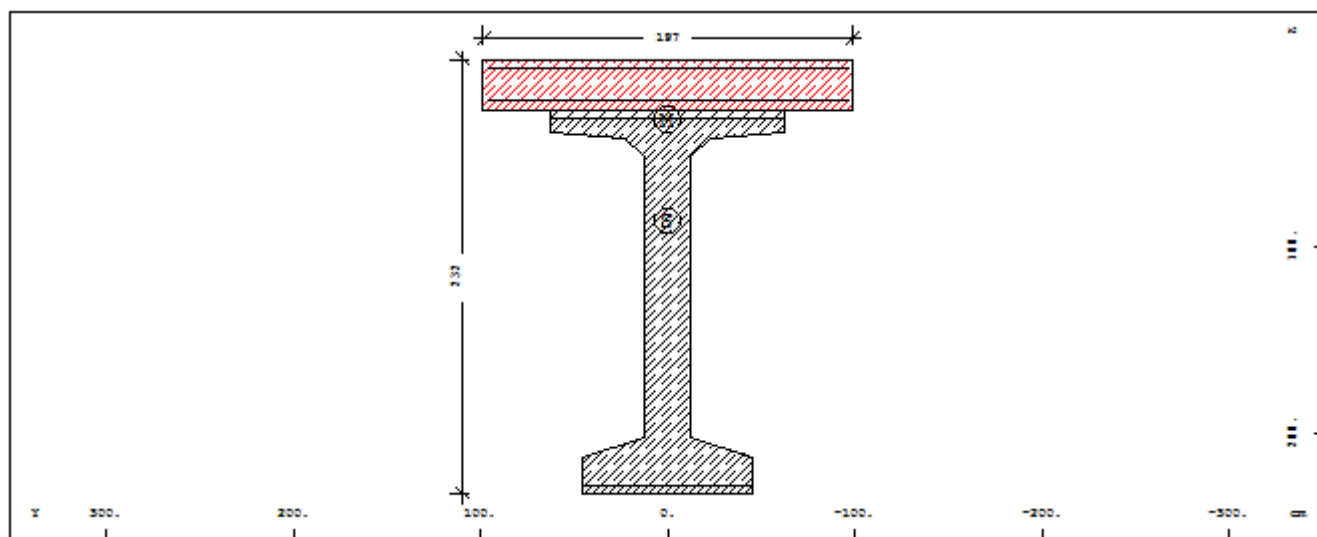
$$A_{s,\Phi 20} = 1.3\text{cm}^2 \Rightarrow 1\Phi 20$$

(Check for crack width passed with additional reinforcement)

Παρατήρηση: Τα στοιχεία, τα οποία φαινομενικά αστοχούν, βρίσκονται στις αρχικές θέσεις των δοκών. Εκεί εντοπίζονται οι στηρίξεις των δοκών στα εφάδρανα και για αυτές τις διατομές των δοκών (Εικόνα 4.4) δεν έχουμε ορίσει χαλαρό οπλισμό, αφού ο φορέας είναι αμφιέριστος και οι ροπές εκεί είναι σχεδόν μηδενικές. Επομένως, οι τάσεις που υπολογίζονται σε αυτές τις θέσεις θεωρούνται λανθασμένες. Εξάλλου η δυσμενέστερη θέση από άποψη ρηγμάτωσης βρίσκεται περί το μέσον της δοκού, όπου οι έλεγχοι επαληθεύονται.



Εικόνα 4.4: Διατομή δοκού στην στήριξη



Εικόνα 4.5: Διατομή δοκού στο άνοιγμα

2. Συγκός συνδυασμός

I. Φόρτιση 90: $g_{tot} + P_{\infty} + 0.75 \cdot LL$ EN1990/A2.2.2.6(1), EN1991-2/4.3.3

i. Υλικό 1 (προεντεταμένη δοκός):

$$C35/45, f_{ctm} = 3.2MPa, f_{ctk,0.05} = 2.2MPa, f_{ck} = 35MPa$$

a) Ελάχιστος οπλισμός για τον έλεγχο της ρηγμάτωσης $\max \sigma_c < -1.0MPa$

$$\checkmark \max \sigma_c = -2.3MPa < -1.0MPa$$

b) Κύριες λοξές εφελκυστικές τάσεις

$$\checkmark \sigma_I < f_{ctk,0.05} \Rightarrow 0.1MPa < 2.2MPa$$

ii. Υλικό 2 (πλάκα σκυροδέματος):

$$C30/37, f_{ctm} = 2.9MPa, f_{ctk,0.05} = 2.0MPa, f_{ck} = 30MPa$$

a) Περιορισμός πλάτους ρωγμής - έμμεσος υπολογισμός ελάχιστου οπλισμού

$$-1.0 < \max \sigma_c < f_{ctm}$$

$$\checkmark -1.0 < \max \sigma_c = 1.8MPa < f_{ctm} = 2.9MPa$$

Stresses [MPa = MN/m ² = N/mm ²]											
Beam	x[m]	NS	LC	M	A	sig-	sig+	tau	sig-I	sig-II	sig-z
Total System			MIN	1		-10.1	-8.0	0.0		-10.1	0.0
Total System			MAX	1		-2.3	1.3	0.9	0.1	-2.3	1020.1
Total System			MIN	2		-3.6	-3.1	0.0		-3.6	0.0
Total System			MAX	2		1.8	2.1	0.0		0.0	0.0

Εικόνα 4.6: Συνοπτικός πίνακας τάσεων του Sofistik για τον συνδυασμό φόρτισης 90

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

I. Φόρτιση 84: $g_{tot} + 0.9 \cdot P_{\infty} + 0.2 \cdot LL$

i. Υλικό 1 (προεντεταμένη δοκός):

$$C35/45, f_{ctm} = 3.2MPa, f_{ctk,0.05} = 2.2MPa, f_{ck} = 35MPa$$

a) Έλεγχος απόθλιψης $\sigma_c < 0$

$$\checkmark \text{ Μόνο θλιπτικές τάσεις: } \max \sigma_c = -3.33MPa < 0$$

b) Έλεγχος θλιπτικών τάσεων $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$

$$\checkmark \min \sigma_c = |-10.08| = 10.08MPa < 0.45 \cdot f_{ck} = |0.45 \cdot (-35)| = 15.75MPa$$

c) Έλεγχος τάσεων χάλυβα προέντασης $\sigma_s < 0.65 \cdot f_{pk}$

$$\checkmark \sigma_s = 1395 \cdot 0.794 = 10107.63MPa < 0.65 \cdot f_{pk} = 0.65 \cdot 1800 = 1170MPa$$

ii. Υλικό 2 (πλάκα σκυροδέματος):

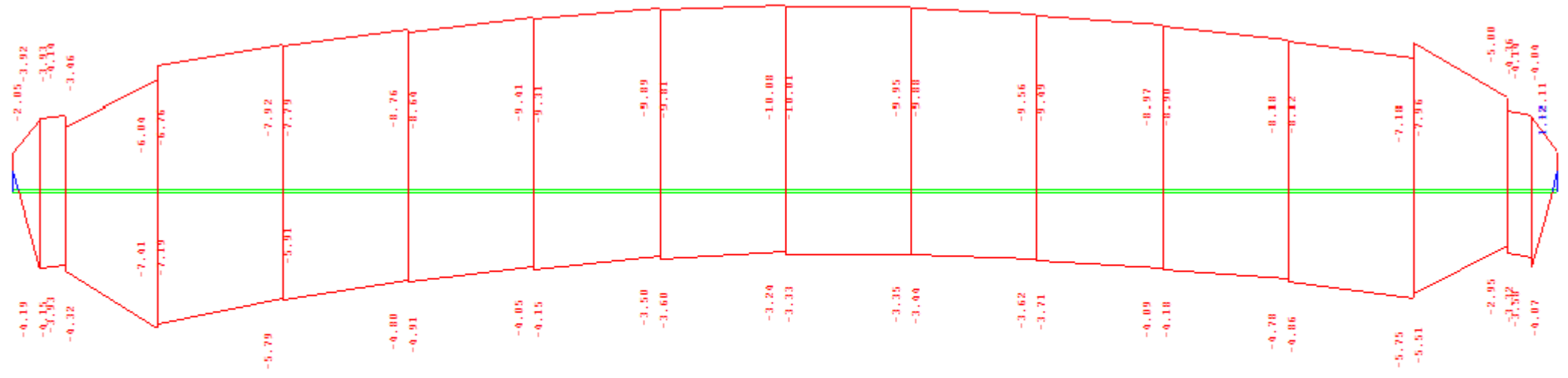
$$C30/37, f_{ctm} = 2.9MPa, f_{ctk,0.05} = 2.0MPa, f_{ck} = 30MPa$$

a) Έλεγχος απόθλιψης $\sigma_c < 0$

$$\checkmark \text{ Μόνο θλιπτικές τάσεις: } \max \sigma_c = -0.76MPa < 0$$

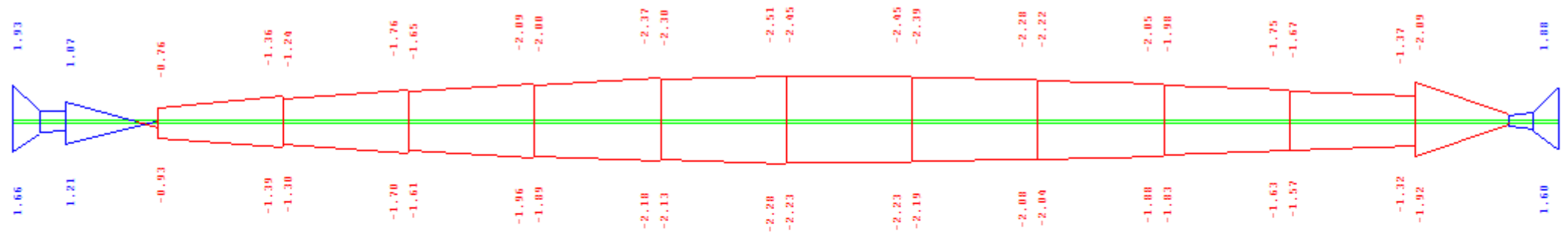
b) Έλεγχος θλιπτικών τάσεων $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$

$$\checkmark \min \sigma_c = |-2.51| = 2.51MPa < 0.45 \cdot f_{ck} = |0.45 \cdot (-30)| = 13.5MPa$$



SECTOR OF SYSTEM
 UPPER STRESS DESIGN CASE 84 MATERIAL 1 1 CM - 3.00 MPa
 LOWER STRESS DESIGN CASE 84 MATERIAL 1 1 CM - 3.00 MPa

Διάγραμμα 4.5: Διάγραμμα τάσεων στην δοκό για τον συνδυασμό φόρτισης 84



SECTOR OF SYSTEM
 UPPER STRESS DESIGN CASE 84 MATERIAL 2 1 CM - 3.00 MPa
 LOWER STRESS DESIGN CASE 84 MATERIAL 2 1 CM - 3.00 MPa

Διάγραμμα 4.6: Διάγραμμα τάσεων στην πλάκα καταστρώματος για τον συνδυασμό φόρτισης 84

II. Φόρτιση 85: $g_{tot} + 1.1 \cdot P_{\infty} + 0.2 \cdot LL$

i. Υλικό 1 (προεντεταμένη δοκός):

$$C35/45, f_{ctm} = 3.2MPa, f_{ctk,0.05} = 2.2MPa, f_{ck} = 35MPa$$

a) Έλεγχος απόθλιψης $\sigma_c < 0$

$$\checkmark \text{ Μόνο θλιπτικές τάσεις: } \max \sigma_c = -2.52MPa < 0$$

b) Έλεγχος θλιπτικών τάσεων $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$

$$\checkmark \min \sigma_c = |-10.13| = 10.13MPa < 0.45 \cdot f_{ck} = |0.45 \cdot (-35)| = 15.75MPa$$

c) Έλεγχος τάσεων χάλυβα προέντασης $\sigma_s < 0.65 \cdot f_{pk}$

$$\checkmark \sigma_s = 1395 \cdot 0.794 = 10107.63MPa < 0.65 \cdot f_{pk} = 0.65 \cdot 1800 = 1170MPa$$

ii. Υλικό 2 (πλάκα σκυροδέματος):

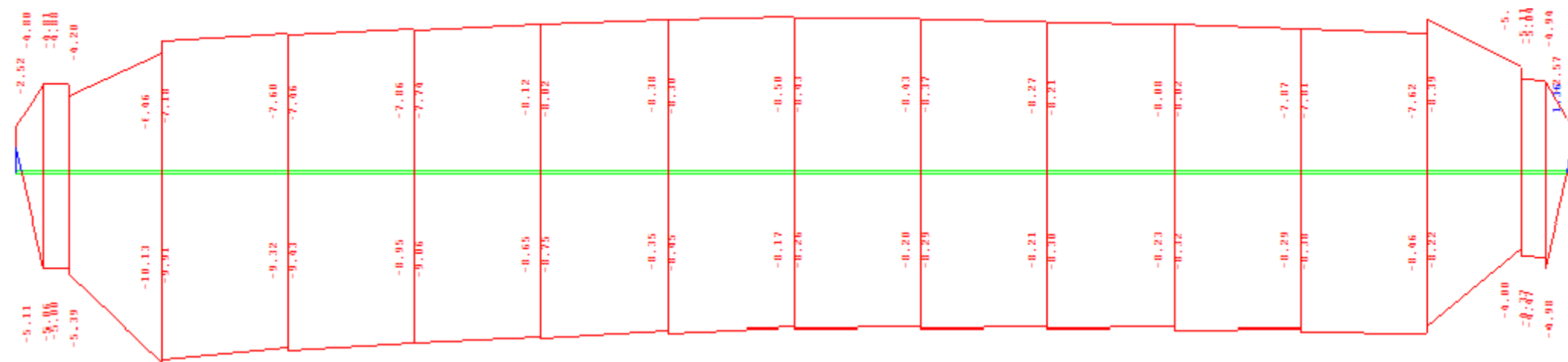
$$C30/37, f_{ctm} = 2.9MPa, f_{ctk,0.05} = 2.0MPa, f_{ck} = 30MPa$$

a) Έλεγχος απόθλιψης $\sigma_c < 0$

$$\checkmark \text{ Μόνο θλιπτικές τάσεις: } \max \sigma_c = -0.87MPa < 0$$

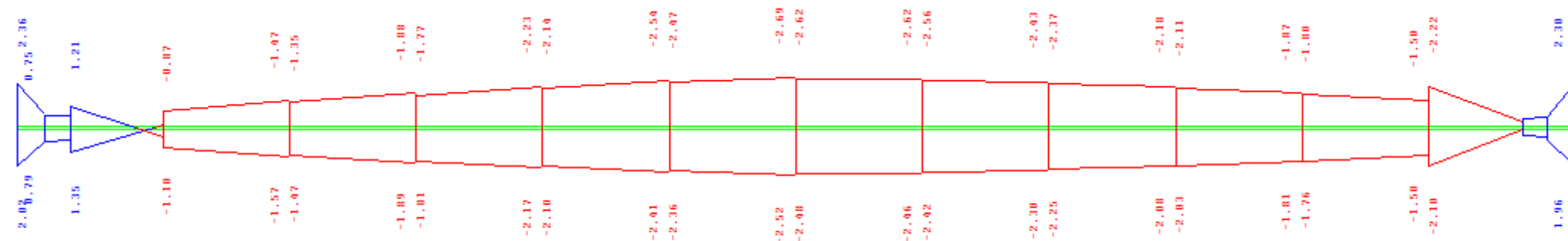
b) Έλεγχος θλιπτικών τάσεων $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$

$$\checkmark \min \sigma_c = |-2.69| = 2.69MPa < 0.45 \cdot f_{ck} = |0.45 \cdot (-30)| = 13.5MPa$$



SECTOR OF SYSTEM
 UPPER STRESS DESIGN CASE 85 MATERIAL 1 1 CM - 3.00 MPa
 LOWER STRESS DESIGN CASE 85 MATERIAL 1 1 CM - 3.00 MPa

Διάγραμμα 4.7: Διάγραμμα τάσεων στην δοκό για τον συνδυασμό φόρτισης 85



SECTOR OF SYSTEM
 UPPER STRESS DESIGN CASE 85 MATERIAL 2 1 CM - 3.00 MPa
 LOWER STRESS DESIGN CASE 85 MATERIAL 2 1 CM - 3.00 MPa

Διάγραμμα 4.8: Διάγραμμα τάσεων στην πλάκα σκυροδέματος για τον συνδυασμό φόρτισης 85

4.2. Έλεγχος καταστρώματος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

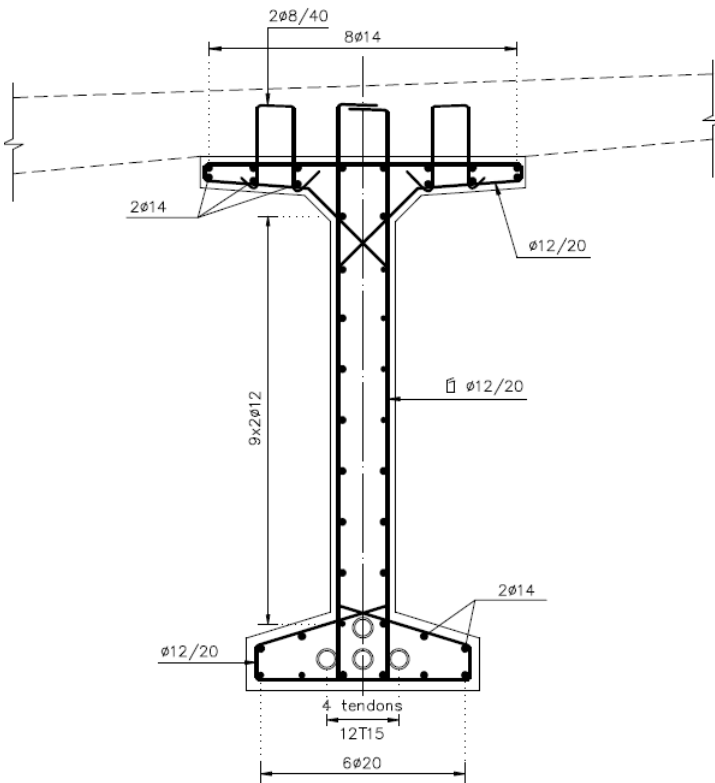
Οι μετατοπίσεις που εισήχθησαν στις βάσεις των εφεδράνων στο πρόγραμμα Sofistik, υπολογίστηκαν στο πρόγραμμα OpenSees για τον συνδυασμό: $1.1475 \cdot g_{tot} + 1.35 \cdot LL$

$$\text{Φόρτιση: } 1.1475 \cdot g_{tot} + 0.9 \cdot P_{\infty} + 1.35 \cdot LL$$

Ο συνολικός οπλισμός που είναι τοποθετημένος στο μέσο άνοιγμα της δοκού είναι

$$\underbrace{8 \cdot \pi \cdot \frac{1.4^2}{4} + 6 \cdot \pi \cdot \frac{1.4^2}{4} + 18 \cdot \pi \cdot \frac{1.2^2}{4} + 4 \cdot \pi \cdot \frac{1.4^2}{4} + 6 \cdot \pi \cdot \frac{2.0^2}{4}}_{\text{χαλαρός οπλισμός}} + \underbrace{4 \cdot 12 \cdot 150 \cdot 10^{-2}}_{\text{χάλυβας τενόντων}} = 139 \text{ cm}^2 \quad , \text{όπως}$$

φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 4.1 : Οπλισμός δοκού καταστρώματος στο μέσον του ανοίγματος

Το πρόγραμμα λαμβάνει υπόψη του τους τένοντες που βρίσκονται στην εφελκόμενη ζώνη και υπολογίζει τον υπόλοιπο χαλαρό οπλισμό, εάν αυτός απαιτείται. Σύμφωνα με το πρόγραμμα, προκύπτει ότι ο συνολικός οπλισμός της διατομής της προεντεταμένης δοκού πρέπει να είναι $72 \text{ cm}^2 < 139 \text{ cm}^2$. Συνεπώς, ο τοποθετημένος διαμήκης οπλισμός των δοκών επαρκεί έως και την στιγμή όπου το βάθρο διαρρέει, λόγω των εισαγόμενων καθιζήσεων και στροφών στον πόδα του.

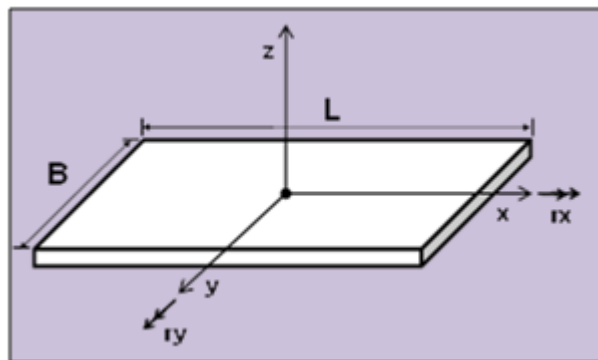
5. Ανάλυση Χρονοϊστοριών

5.1. Προσομοίωση μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστοριών στο OpenSees

Το μοντέλο της γέφυρας έχει εισαχθεί στο πρόγραμμα, όπως ακριβώς έχει περιγραφεί στο Κεφάλαιο 2, μόνο που οι συντελεστές για τα μόνιμα και κινητά φορτία είναι οι κατάλληλοι για την σεισμική ανάλυση και η πάκτωση στην βάση του μεσοβάθρου έχει αντικατασταθεί από δυναμικά ελατήρια.

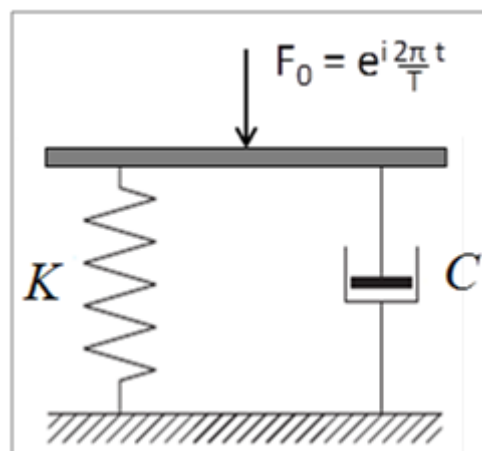
5.1.1. Δυναμικά ελατήρια

Αναλόγως των διαστάσεων του πεδύλου της επιφανειακής θεμελίωσης του μεσοβάθρου επιλέγονται και οι αντίστοιχες τιμές των δυσκαμψιών των δυναμικών ελατηρίων.



Σχήμα 5.1: Πέδilo επιφανειακής θεμελίωσης μεσοβάθρου

Τα δυναμικά ελατήρια αποτελούνται από ένα γραμμικό ελατήριο και από ένα αποσβεστήρα, διατεταγμένα εν παραλλήλω. Η δυσκαμψία του γραμμικού ελατηρίου ισούται με το γινόμενο της δυσκαμψίας του στατικού ελατηρίου επί ένα αδιάστατο δυναμικό συντελεστή διόρθωσης, $k_1(T)$, ανεξάρτητο της συχνότητας. Η σταθερά του αποσβεστήρα ισούται με το γινόμενο της δυσκαμψίας του στατικού ελατηρίου επί ένα αδιάστατο δυναμικό συντελεστή διόρθωσης, $k_2(T)$, ανεξάρτητο της συχνότητας και επί τον λόγο $T/2\pi$, όπου T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της γέφυρας.



Σχήμα 5.2: Διάταξη δυναμικού ελατηρίου

$$\text{Δυναμική αντίσταση} : K^* = K + i \cdot (2\pi / T) \cdot C = k_{static} (k_1(T) + i \cdot k_2(T)) \quad \text{Εξ. (5.1)}$$

$$\text{Συντελεστής ελατηρίου} : K = k_{static} \cdot k_1(T) \quad \text{Εξ. (5.2)}$$

$$\text{Συντελεστής αποσβεστήρα} : C = k_{static} \cdot k_2(T) \cdot T / 2\pi \quad \text{Εξ. (5.3)}$$

Ακολουθούν οι σταθερές των δυναμικών ελατηρίων για διαστάσεις πεδίου $B = 8m$, $L = 15m$.

Πίνακας 5.1: Μετακινησιακές και στροφικές δυσκαμψίες στατικών ελατηρίων

MODE	STATIC STIFFNESS k_{static}	
	NO LIQUEFACTION	WITH LIQUEFACTION
VERTICAL, z (KN/m)	2.95E+06	7.95E+05
HORIZONTAL, y (KN/m)	2.28E+06	1.19E+06
HORIZONTAL, x (KN/m)	2.16E+06	1.13E+06
ROCKING, rx (around x axis) (KNm/rad)	4.66E+07	2.86E+07
ROCKING, ry (around y axis) (KNm/rad)	1.17E+08	7.18E+07

Πίνακας 5.2: Τιμές συντελεστών διόρθωσης με ή χωρίς ρευστοποίηση

MODE	NO LIQUEFACTION								MODE	NO LIQUEFACTION													
	$k_1(T)$									$k_2(T)$													
	T (sec)									T (sec)													
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,25	1,5		0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,25	1,5		0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,25	1,5
VERTICAL	0,48	0,74	0,76	0,88	0,91	0,93	0,94	VERTICAL	0,84	0,31	0,12	0,11	0,06	0,06	0,06	VERTICAL	2,40	1,20	1,10	0,81	0,53	0,36	0,28
HORIZONTAL	1,00	0,85	0,86	0,87	0,88	0,91	0,95	HORIZONTAL	0,66	0,48	0,24	0,17	0,12	0,06	0,05	HORIZONTAL	1,80	1,00	0,80	0,60	0,54	0,58	0,53
ROCKING	0,80	0,93	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00	ROCKING	0,23	0,07	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	ROCKING	0,50	0,22	0,19	0,14	0,10	0,08	0,08

Λαμβάνοντας υπόψη το ενδεχόμενο της ρευστοποίησης και για $T \approx 0.8\text{sec}$, σύμφωνα με τις εξισώσεις (5.1),(5.2),(5.3) προκύπτουν οι εξής σταθερές ελατηρίων και αποσβεστήρων για τα δυναμικά ελατήρια:

Πίνακας 5.3: Σταθερές ελατηρίων και αποσβεστήρων για τα δυναμικά ελατήρια

	spring K	dashpot C
	WITH LIQUEFACTION	
VERTICAL, z	4.05E+05 (KN/m)	8.20E+04 (KNsec/m)
HORIZONTAL, y	1.07E+06 (KN/m)	9.09E+04 (KNsec/m)
HORIZONTAL, x	1.02E+06 (KN/m)	8.63E+04 (KNsec/m)
ROCKING, rx (around x axis)	2.63E+07 (KNm/rad)	5.10E+05 (KNmsec/rad)
ROCKING, ry (around y axis)	6.61E+07 (KNm/rad)	1.28E+06 (KNmsec/rad)

5.1.2. Προσομοίωση δυναμικών ελατηρίων στο Opensees

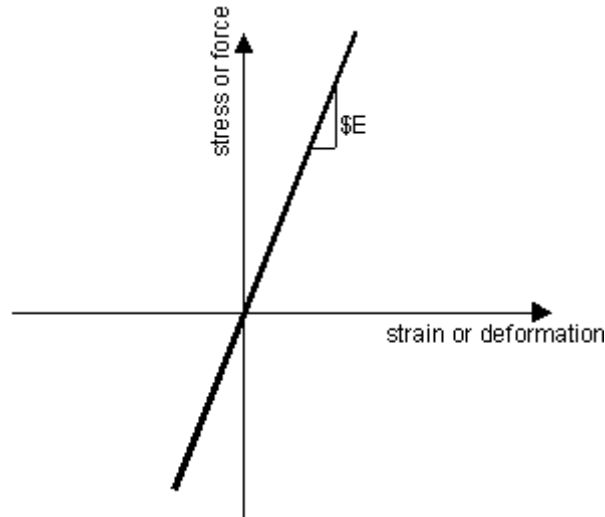
Για τα γραμμικά ελατήρια επιλέγεται ελαστικό υλικό και χρησιμοποιείται η εντολή:

uniaxialMaterial Elastic \$matTag \$E Ev. (5.1)

όπου,

\$matTag: η ονομασία του υλικού, η οποία ξεκινά από τον αριθμό 4001 και τελειώνει στον 4005, καθώς αγνοείται η στροφή περί τον κατακόρυφο καθολικό άξονα Z

\$E: η ελατηριακή σταθερά, όπως υπολογίστηκε στον Πίνακα 5.3



Σχήμα 5.3: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων ελαστικού υλικού

Για τους αποσβεστήρες επιλέγεται ιξώδες υλικό και χρησιμοποιείται η εντολή:

uniaxialMaterial Viscous \$matTag \$C \$alpha Ev. (5.2)

όπου,

\$matTag: η ονομασία του υλικού, η οποία ξεκινά από τον αριθμό 5001 και τελειώνει στον 5005, καθώς αγνοείται η στροφή περί τον κατακόρυφο καθολικό άξονα Z

\$C: η σταθερά του αποσβεστήρα, όπως υπολογίστηκε στον Πίνακα 5.3

\$alpha: παράγοντας ισχύος (power factor), εάν ισούται με την μονάδα σημαίνει γραμμική απόσβεση

$$\sigma = C \cdot \varepsilon^{\alpha} \quad \text{Εξ. (5.4)}$$

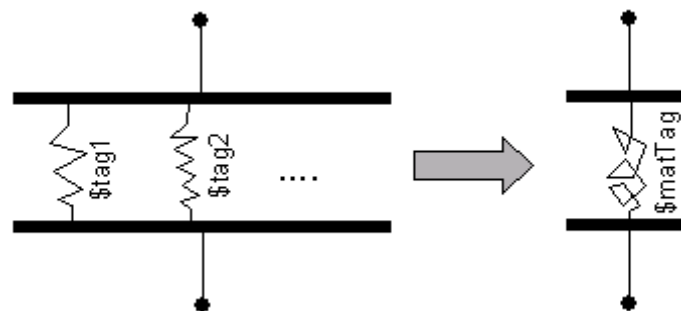
Για τα δυναμικά ελατήρια επιλέγεται παράλληλη διάταξη ελατηρίου-αποσβεστήρα και χρησιμοποιείται η εντολή:

uniaxialMaterial Parallel \$matTag \$tag1 \$tag2 ... Ev. (5.3)

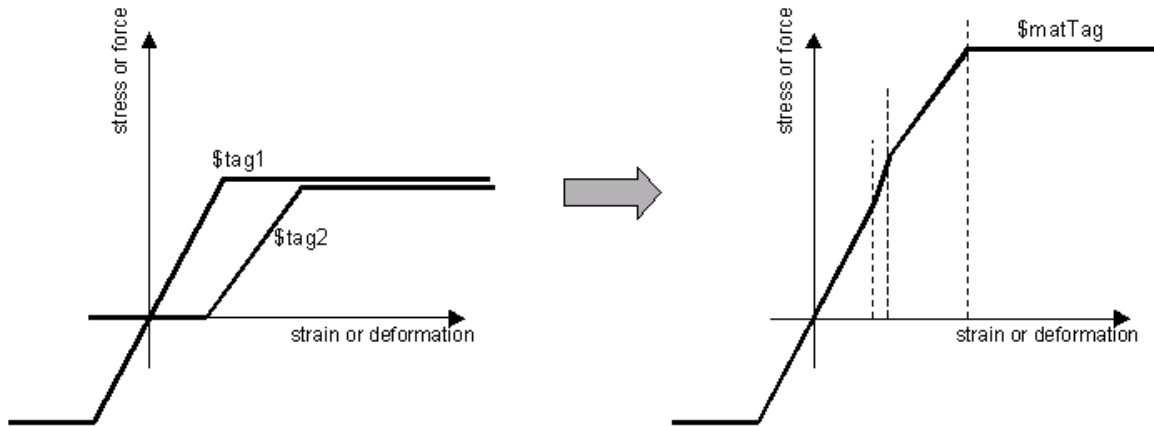
όπου,

\$matTag: η ονομασία του υλικού, η οποία ξεκινά από τον αριθμό 6001 και τελειώνει στον 6005

\$tag1 \$tag2: το ελατήριο και ο αποσβεστήρας αντίστοιχα



Σχήμα 5.4: Παράλληλο υλικό στο Opensees



Σχήμα 5.5: Διάγραμμα τάσεων-παραπορφώσεων παράλληλου υλικού

5.1.3. Περιγραφή κωδικοποίησης ανάλυσης χρονοϊστορίας στο *Opensees*

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο σεισμικός συνδυασμός είναι ο ακόλουθος:

$$E_d = \xi \cdot \Sigma G_{k,j} + P + A_{ED} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Εξ. (5.5)}$$

οπότε θέτουμε,

$$\xi = 1.0$$

$$\gamma_g = 1.0$$

$$\gamma_q = \psi_{2,i} = 0.2$$

Στην συνέχεια, περιγράφουμε την δυναμική ανάλυση στο πρόγραμμα.

- 1^{ov} , επιλέγονται οι καταγραφείς των αποτελεσμάτων. Ζητούμε στο καθολικό σύστημα αξόνων τις εντάσεις για το στοιχείο του βάρου, τις μετατοπίσεις στον πόδα και την κεφαλή του βάρου, τις μετατοπίσεις στην βάση των εφεδράνων των ακροβάθρων, τις μετατοπίσεις των κόμβων της πλάκας ασυνεχίας, τις δυνάμεις στα εφεδράνα και τις εντάσεις στην μεσαία δοκό του καταστρωματος.
- 2^{ov} , εντοπίζονται οι κόμβους στήριξης (iSupportNode), όπου εισάγονται οι χρονοϊστορίες. Οι συγκεκριμένοι κόμβοι είναι οι κόμβοι του εδάφους και αποτελούν τον ένα εκ των δύο κόμβων των ελατηριωτών στηρίξεων. Ταυτόχρονα, εισάγεται ένας πολλαπλασιαστικός συντελεστής (iGMfact) για κάθε χρονοϊστορία ανεξάρτητος των μονάδων των μεγεθών της χρονοϊστορίας. Επίσης, διευκρινίζεται η διεύθυνση δράσης (iGMdirection) των σεισμικών διεγέρσεων και στην συγκεκριμένη εργασία επιλέγεται η διαμήκης διεύθυνση της γέφυρας, iGMdirection=1. Τέλος, συγκεντρώνονται τα αρχεία σεισμικών καταγραφών (iGMfile) σε όρους μετακινήσεων, που θα χρησιμοποιηθούν.
- 3^{ov} , καθορίζεται το βήμα της ανάλυσης (DtAnalysis=0.01) και την συνολική διάρκεια της σεισμικής διέγερσης (TmaxAnalysis).
- 4^{ov} , ορίζονται οι παράμετροι της ανάλυσης.

Αναλυτικότερα στο 4^ο βήμα:

Για τον τρόπο που αντιμετωπίζονται οι δεσμεύσεις από την ανάλυση και την επίδραση αυτών πάνω στους βαθμούς ελευθερίας επιλέγεται η εντολή:

Constraints Transformation Εν. (5.4)

Για τον τρόπο που αριθμούνται οι εξισώσεις και αντιστοιχίζονται στους βαθμούς ελευθερίας επιλέγεται ο κώδικας Reverse Cuthill-McKee:

Numberer RCM Ev. (5.5)

Για τον τρόπο αποθήκευσης και επίλυσης των εξισώσεων, λόγω του μεγάλου μεγέθους του μοντέλου χρησιμοποιείται η εντολή:

System UmfPack Ev. (5.6)

Για τον τρόπο με τον οποίο ελέγχεται αν έχει επιτευχθεί σύγκλιση στο τέλος κάθε βήματος της ανάλυσης επιλέγεται η εντολή:

Test NormDspIncr \$Tol Ev. (5.7)

όπου,

$tol = 10^{-8}$ ακρίβεια σύγκλισης

$iter = 1000$ μέγιστος αριθμός επιλύσεων/ολοκληρώσεων πριν επιστραφεί το μήνυμα ότι η ανάλυση απέτυχε

Εάν το σύστημα των εξισώσεων που έχει μορφωθεί από τον επιλύτη-ολοκληρωτή είναι:

$$K\Delta U^i = R(U^i) \quad \text{Εξ. (5.6)}$$

Τότε ελέγχεται:

$$\|\Delta U^i\| < tol \quad \text{Εξ. (5.7)}$$

Για τον αλγόριθμο εντοπισμού της τιμής δοκιμής επιλέγεται ο Newton-Raphson **Algorithm Newton**.

Για τον τύπο της ανάλυσης, η οποία είναι δυναμική με σταθερό χρονικό βήμα, επιλέγεται η εντολή:

Analysis Transient Ev. (5.8)

Επομένως, απαιτείται αριθμητική ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης και αυτό επιτυγχάνεται με την μέθοδο **Newmark**, η οποία εμπλέκει τους συντελεστές β και γ , προκειμένου να επιλυθούν οι εξισώσεις:

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \Delta t \cdot \dot{U}_t + \left[(0.5 - \beta) \cdot \Delta t^2 \right] \cdot \ddot{U}_t + \left[\beta \cdot \Delta t^2 \right] \cdot \ddot{U}_{t+\Delta t} \quad \text{Εξ. (5.8)}$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + \left[(1 - \gamma) \cdot \Delta t \right] \cdot \ddot{U}_t + \left[\gamma \cdot \Delta t \right] \cdot \ddot{U}_{t+\Delta t} \quad \text{Εξ. (5.9)}$$

Τελικά, χρησιμοποιείται η εντολή:

Integrator Newmark \$NewmarkGamma \$NewmarkBeta Ev. (5.9)

Οι παράμετροι σχετικά με την σύγκλιση και τον αλγόριθμο επίλυσης είναι δυνατόν αν αλλάξουν στα πλαίσια κάποιων υποστηρικτικών εντολών, οι οποίες ενεργοποιούνται όταν παρουσιαστεί πρόβλημα σύγκλισης και χρησιμοποιούνται έως ότου διαπιστωθεί ότι είναι αδύνατη η περαιτέρω σύγκλιση.

- 5^{ov} , επιβάλλεται η απόσβεση στην κατασκευή. [7]

Επιλέγεται η απόσβεση **Rayleigh**, σύμφωνα με την οποία το μητρώο απόσβεσης της κατασκευής $[C]$ ισούται με:

$$[C] = a_0 \cdot [M] + a_1 \cdot [K] \quad \text{Εξ. (5.10)}$$

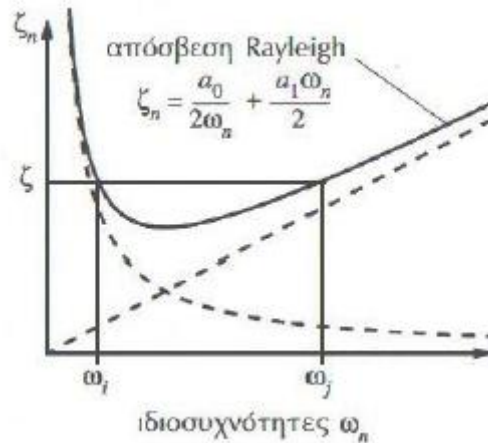
όπου,

$[M]$ το μητρώο μάζας της κατασκευής

$[K]$ το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής

Ο λόγος απόσβεσης της n-οστής ιδιομορφής είναι:

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2 \cdot \omega_n} + \frac{a_1 \cdot a_n}{2} \quad \text{Εξ. (5.11)}$$



Σχήμα 5.6 : Λόγος απόσβεσης $\zeta(\omega_n)$ για απόσβεση Rayleigh

Θεωρώντας ότι οι ιδιομορφές i και j έχουν τον ίδιο λόγο απόσβεσης και επιλύοντας το σύστημα προκύπτουν οι εξής τιμές των συντελεστών:

$$a_0 = \zeta \cdot \frac{2 \cdot \omega_i \cdot \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{Εξ. (5.12)}$$

$$a_1 = \zeta \cdot \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{Εξ. (5.13)}$$

Οι ιδιομορφές που επιλέχθηκαν είναι η $1^{\text{η}}$ και $3^{\text{η}}$ για την εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού.

Το μητρώο απόσβεσης υπολογίζεται από το πρόγραμμα δίνοντας τους συντελεστές a_0 και a_1 με την εντολή: **rayleigh \$alphaM \$betaKcurr \$betaKinit \$betaKcomm**→

rayleigh \$a0 \$a1 0.0 0.0 Ev. (5.10)

- 6^{ov} , πραγματοποιούμε την δυναμική ανάλυση.

Οι χρονοϊστορίες μετακινήσεων εισάγονται στους κόμβους της κατασκευής με την εντολή:

```

pattern MultipleSupport $IDloadTag {
  foreach SupportNode $iSupportNode GMfile $iGMfile GMfact $iGMfact GMdirection $iGMdirection {
    set IDgmSeries [expr $IDgmSeries+1]
    set inFile $GMfile.dt2
    set outFile $GMfile.g3
    ReadSMDFile $inFile $outFile dt; # call procedure to convert the ground-motion file
    set GMfatt [expr 0.01*$GMfact]
    set DispSeries "Series Path -dt $dt -filePath $outFile -factor $GMfatt"
    groundMotion $IDgmSeries Plain -disp $DispSeries
    imposedMotion $SupportNode $GMdirection $IDgmSeries
  }
}

```

Ev. (5.11)

όπου,

με την εντολή **ReadSMDFile** ενεργοποιείται κατάλληλη διαδικασία ανάγνωσης των αρχείων των σεισμικών καταγραφών, έτσι ώστε να είναι συμβατά με το **OpenSees**.

Ο αριθμός των βημάτων καθορίζεται από την εντολή:

set Nsteps [expr int(\$TmaxAnalysis/\$DtAnalysis)] Ev. (5.12)

όπου,

TmaxAnalysis: η συνολική διάρκεια της κάθε σεισμικής διέγερσης

DtAnalysis: το βήμα της κάθε χρονοϊστορίας

5.2. Αποτελέσματα αναλύσεων

Οι αποκρίσεις στους κόμβους της κατασκευής είναι οι απόλυτες. Οι χρονοϊστορίες εισάγονται σε όρους μετακινήσεων. Θεωρούμε ότι ο σεισμός δρα κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, X. Έχουμε την δυνατότητα να εισάγουμε διάφορες σεισμικές διεγέρσεις σε διάφορες στηρίξεις της κατασκευής. Στα δύο ακρόβαθρα επιβάλλουμε την διέγερση στο αναδυόμενο βραχώδες υπόβαθρο, (rock-outcrop excitation) και στο μεσόβαθρο την διέγερση στο ρευστοποιημένο έδαφος (surface excitation). Η γεωτεχνική ομάδα έδωσε τις ακόλουθες επτά χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, οι οποίες με την βοήθεια προγράμματος της Matlab, ανεπτυγμένο από τον καθηγητή Δημήτρη Βαμβάτσικο, μετατράπηκαν σε χρονοϊστορίες μετακινήσεων.

Μετά τα διαγράμματα των χρονοϊστοριών, ακολουθούν διαγράμματα αξονικών, ροπών και μετακινήσεων στο βάθρο συναρτήσει του χρόνου, όπως αυτά προκύπτουν μετά την επιβολή των προηγούμενων χρονοϊστοριών στην κατασκευή. Στα διαγράμματα αξονικών και ροπών η μπλε καμπύλη αφορά στην αξονική δύναμη και στην καμπτική ροπή αντίστοιχα, που αναπτύσσονται στον πόδα του βάθρου, ενώ στα διαγράμματα μετακινήσεων η κόκκινη καμπύλη αφορά στην σχετική μετακίνηση του βάθρου $ABS(u_{x,i} - u_{x,j})$ και η μπλε στην μετακίνηση του πόδα του βάθρου.

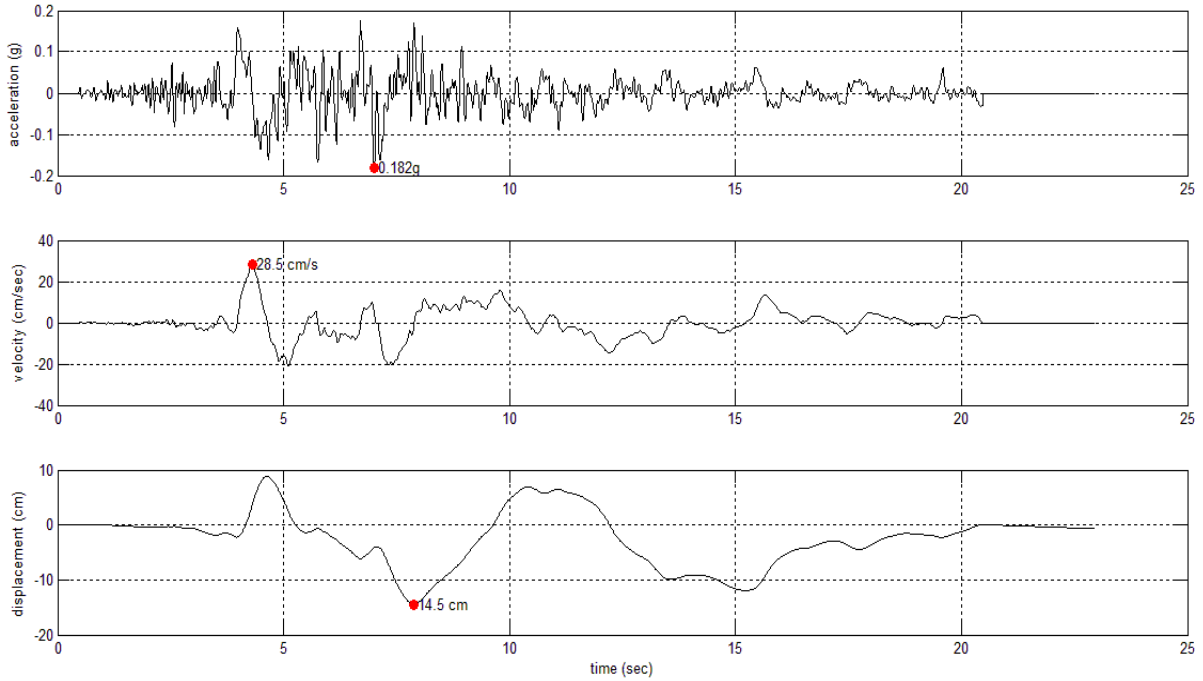
Επτά χρονοϊστορίες επιλέχθηκαν από την γεωτεχνική ομάδα. Σύμφωνα με την βάση δεδομένων σεισμικών διεγέρσεων (PEER Ground Motion Database) του Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) οι χρονοϊστορίες είναι οι ακόλουθες [8]:

Πίνακας 5.4: Περιγραφή χρησιμοποιούμενων χρονοϊστοριών

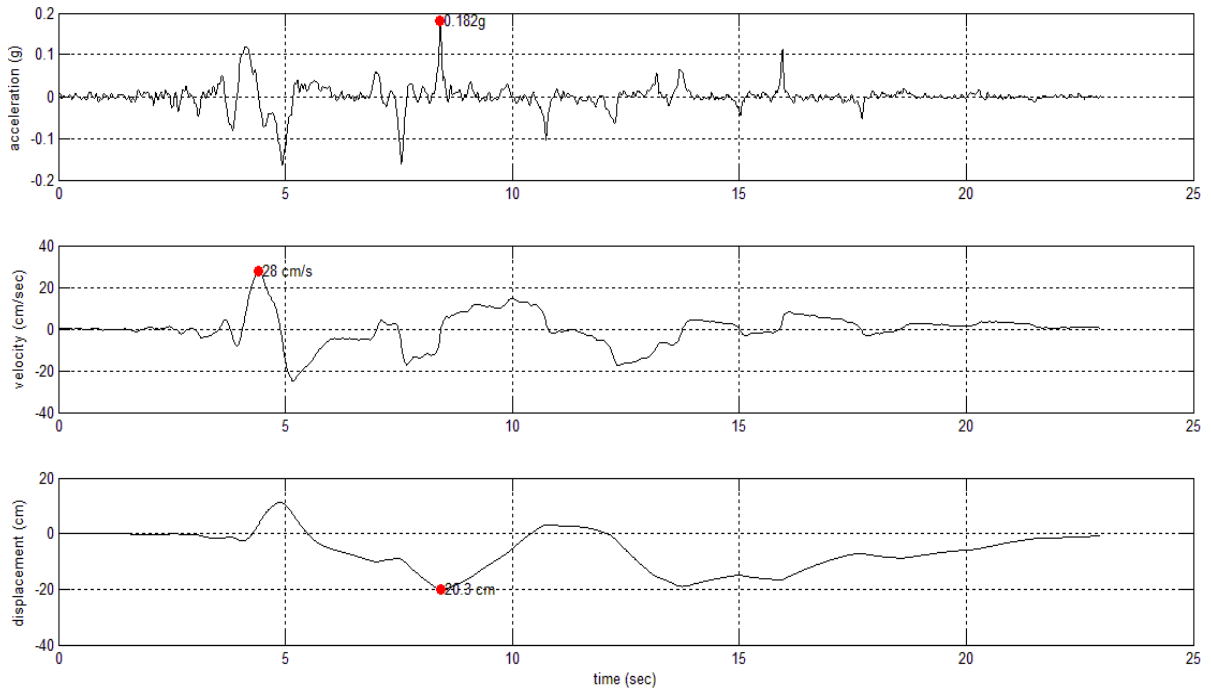
α/α	Χώρα	Γεγονός	Σταθμός	Έτος	Μέγεθος	Αρχείο
1	Ιταλία	Irpinia, Italy-01	Bagnoli Irpinio	1980	6.9	ITALY_BAG
2	Ιταλία	Irpinia, Italy-02	Rionero In Vulture	1980	6.2	ITALY_VLT
3	Ιαπωνία	Kobe, Japan	Amagasaki	1995	6.9	KOBE_AMA
4	Ιαπωνία	Kobe, Japan	Kakogawa	1995	6.9	KOBE_KAK
5	Ιαπωνία	Kobe, Japan	Tadoka	1995	6.9	KOBE_TDO
6	Η.Π.Α., Βόρεια Καλιφόρνια	Loma Prieta	Anderson Dam (Downstream)	1989	6.93	LOMAP_AND
7	Η.Π.Α., Βόρεια Καλιφόρνια	Loma Prieta	Gilroy – Gavilan College	1989	6.93	LOMAP_GIL

5.2.1. Αναλύσεις για χρονοϊστορίες μετακινήσεων εξηγμένων ύστερα από απλή τραπεζοειδή ολοκλήρωση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων, $iGMfact = 1$

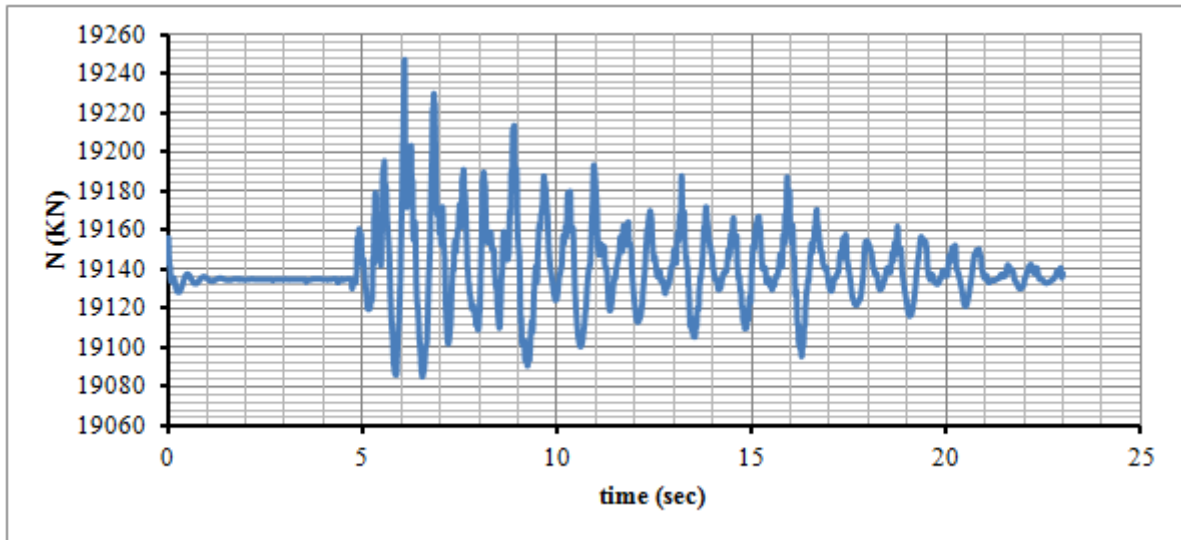
1. Χρονοϊστορία ITALY_BAG:



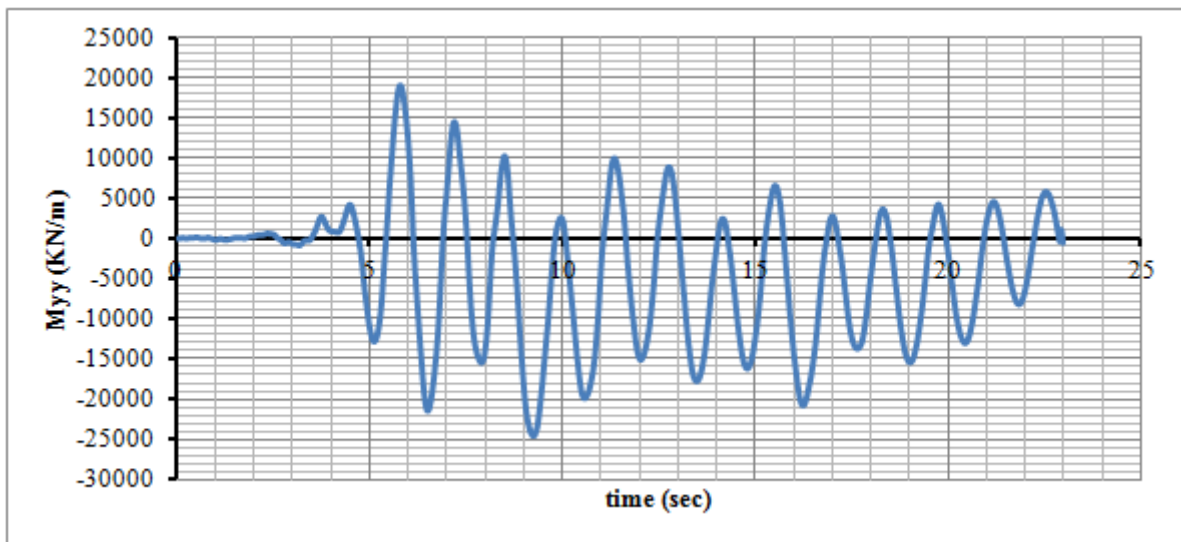
Διάγραμμα 5.1: ITALY_BAG_Outcrop



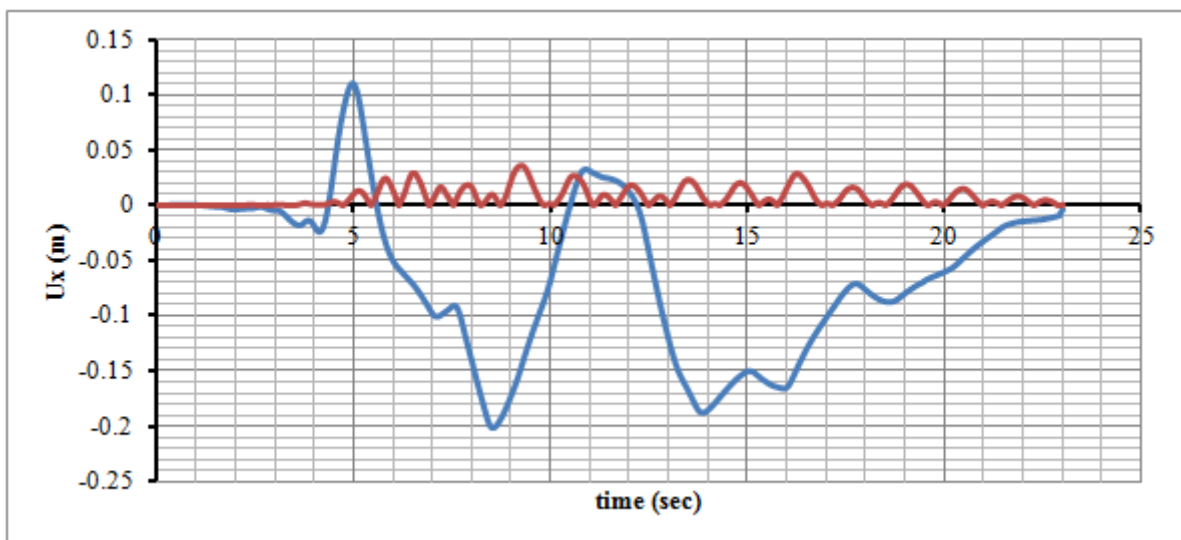
Διάγραμμα 5.2: ITALY_BAG_Surface



Διάγραμμα 5.3: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

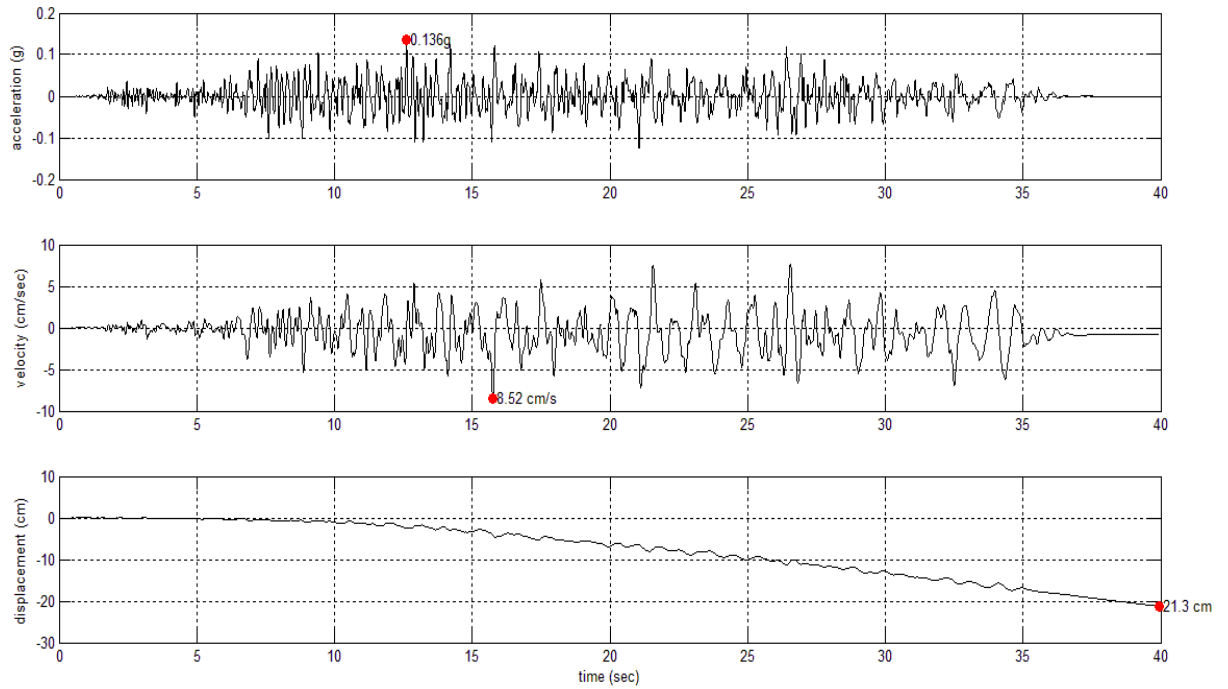


Διάγραμμα 5.4: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

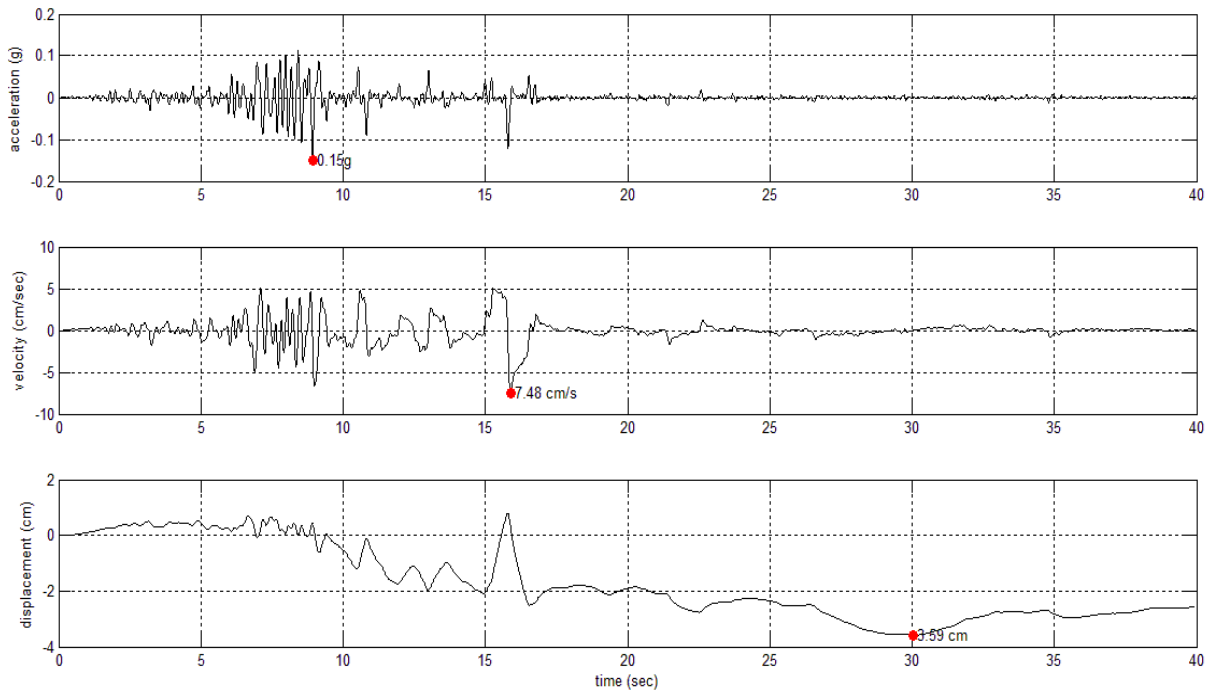


Διάγραμμα 5.5: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

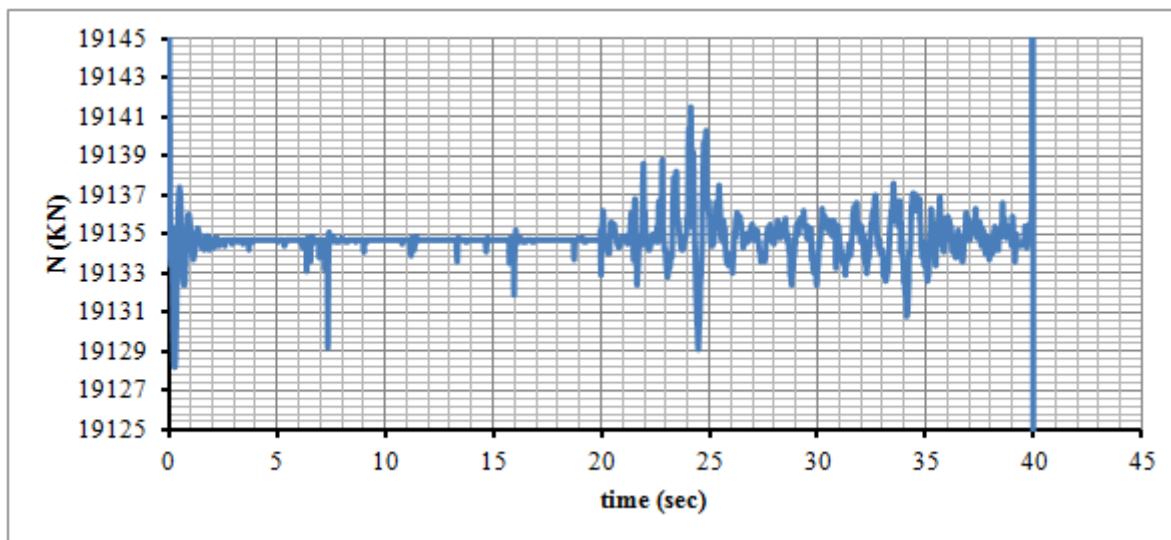
2. Χρονοϊστορία ITALY_VLT:



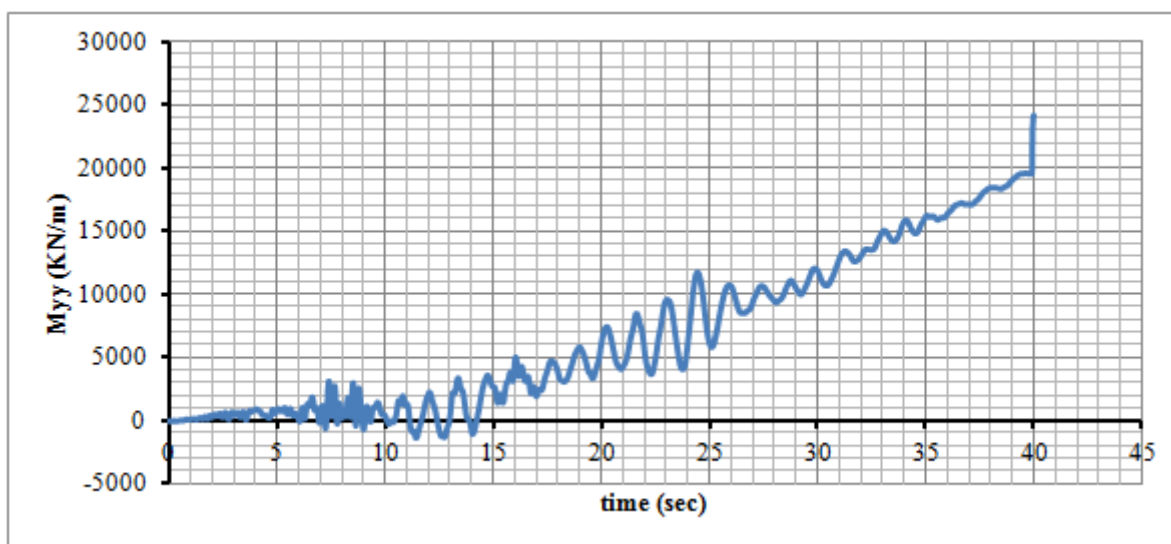
Διάγραμμα 5.6: ITALY_VLT_Outcrop



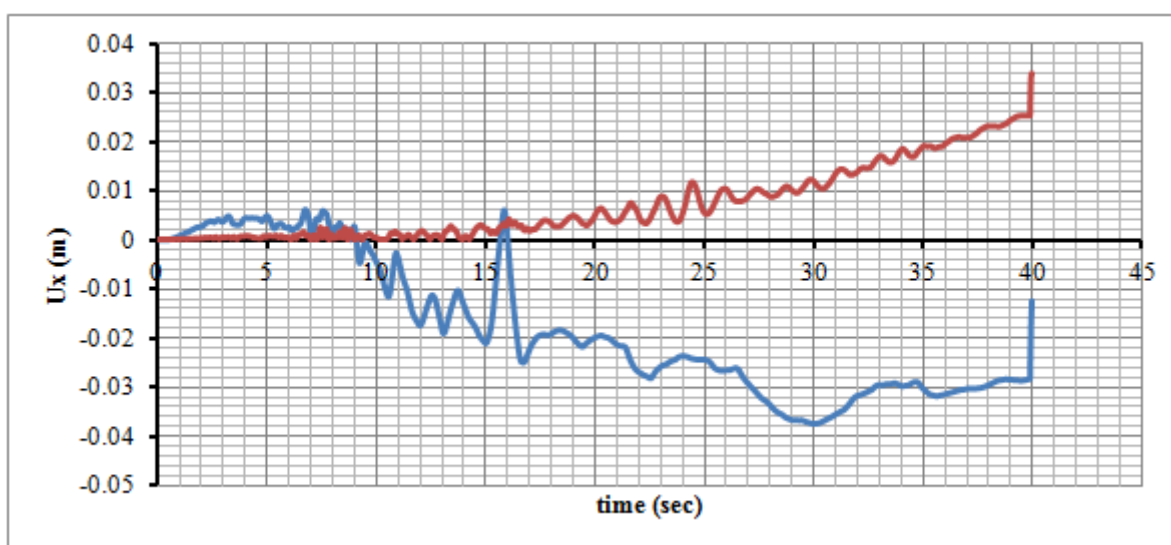
Διάγραμμα 5.7: ITALY_VLT_Surface



Διάγραμμα 5.8: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

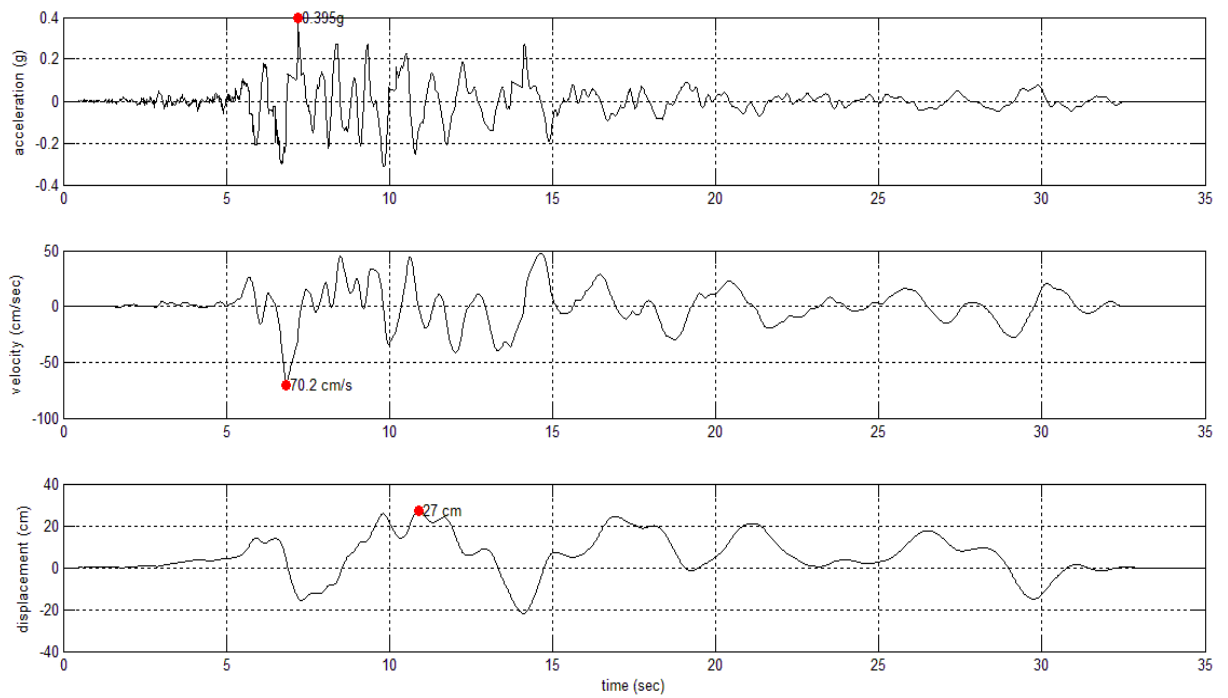


Διάγραμμα 5.9: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

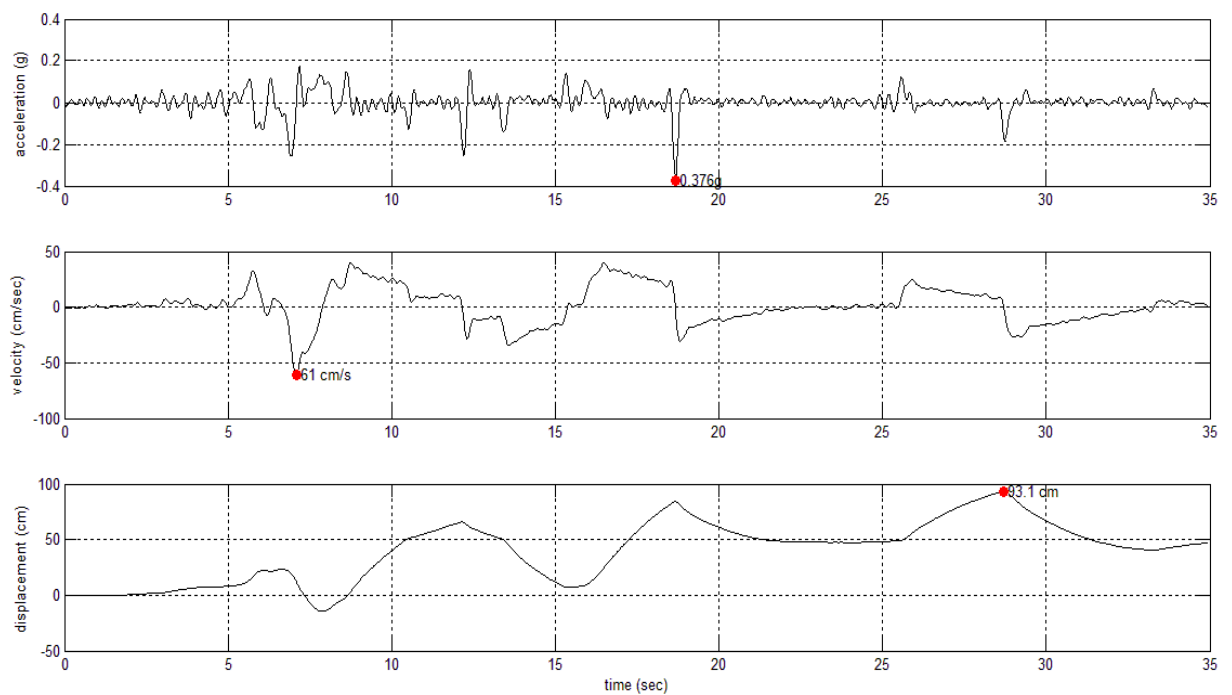


Διάγραμμα 5.10: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

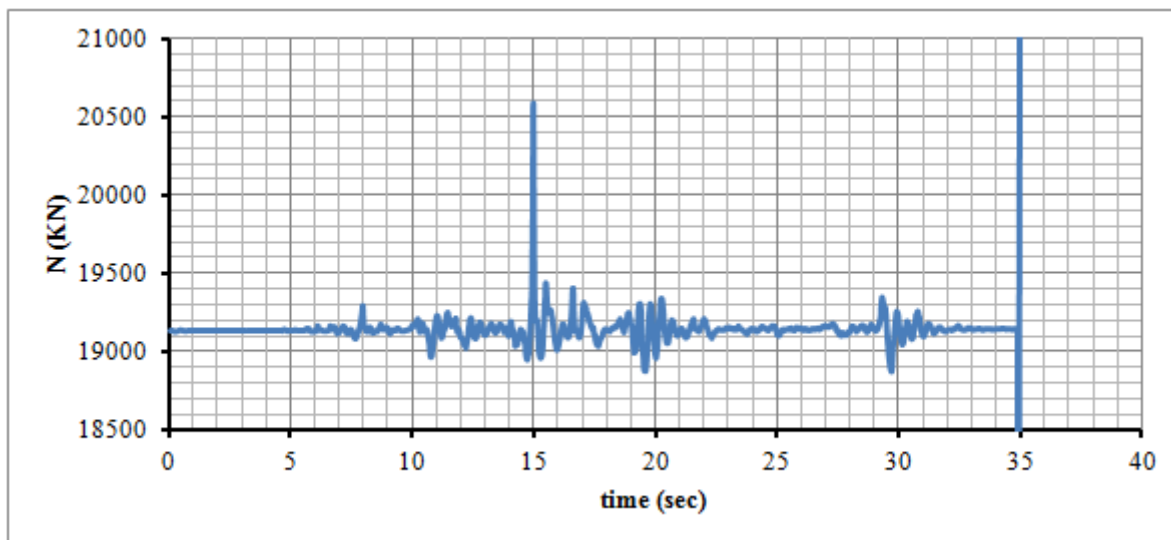
3. Χρονοϊστορία ΚΟΒΕ_ΑΜΑ:



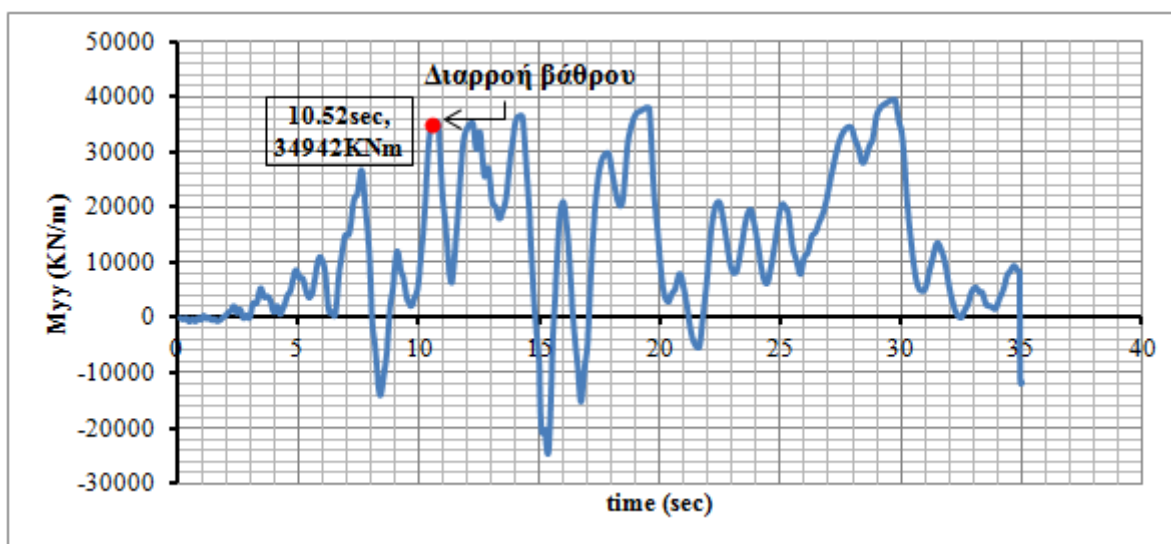
Διάγραμμα 5.11: ΚΟΒΕ_ΑΜΑ_Outcrop



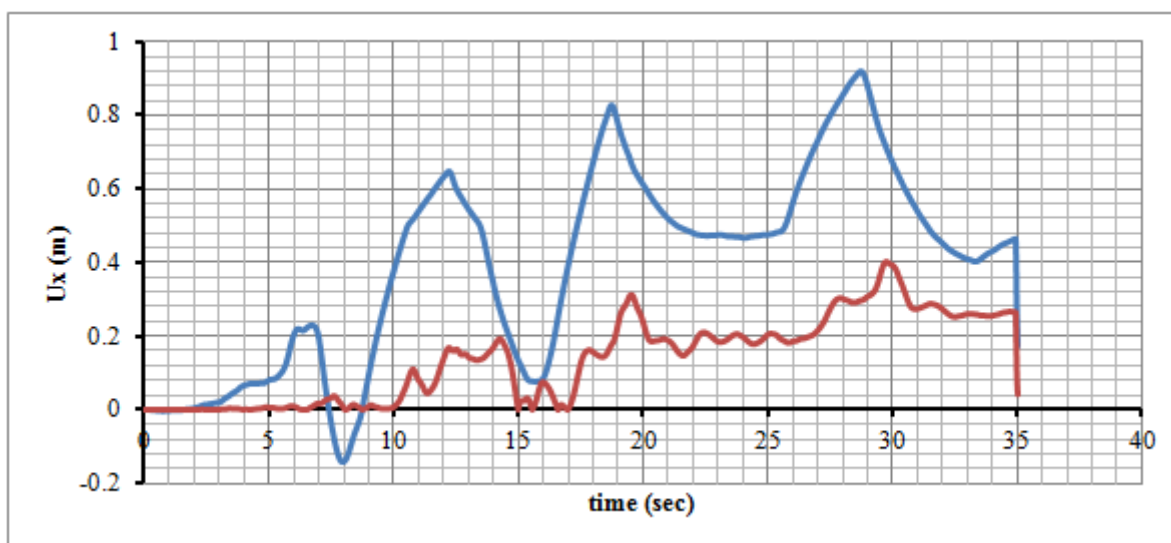
Διάγραμμα 5.12: ΚΟΒΕ_ΑΜΑ_Surface



Διάγραμμα 5.13: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

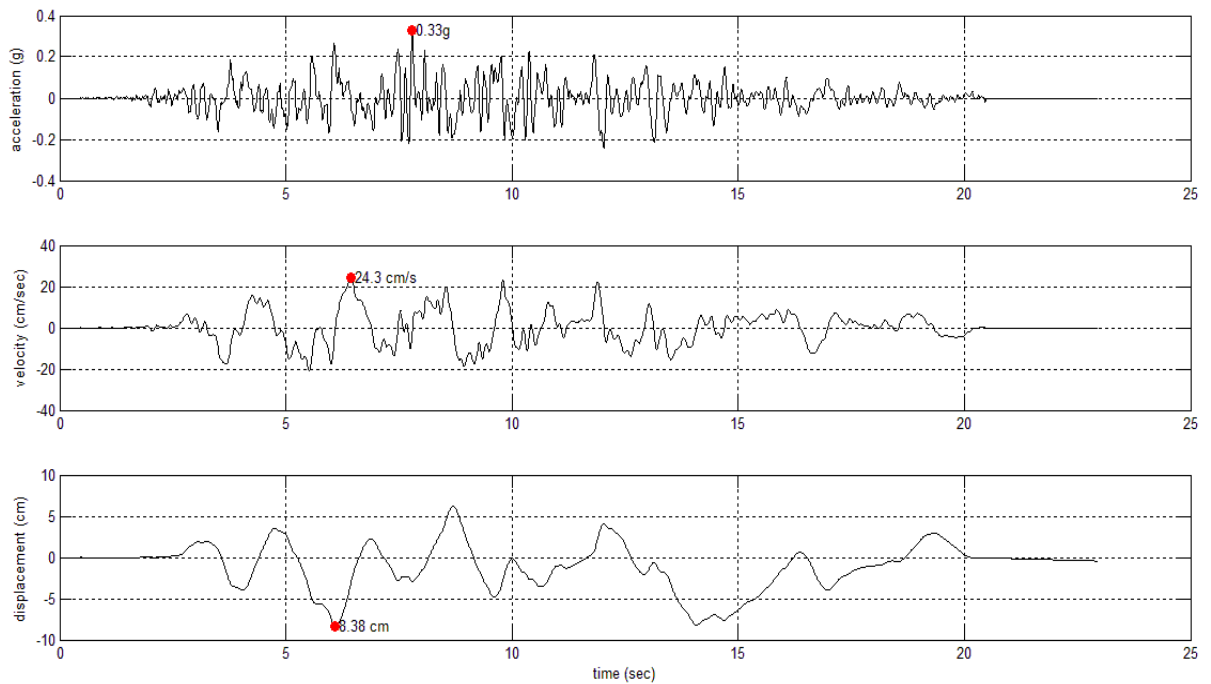


Διάγραμμα 5.14: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

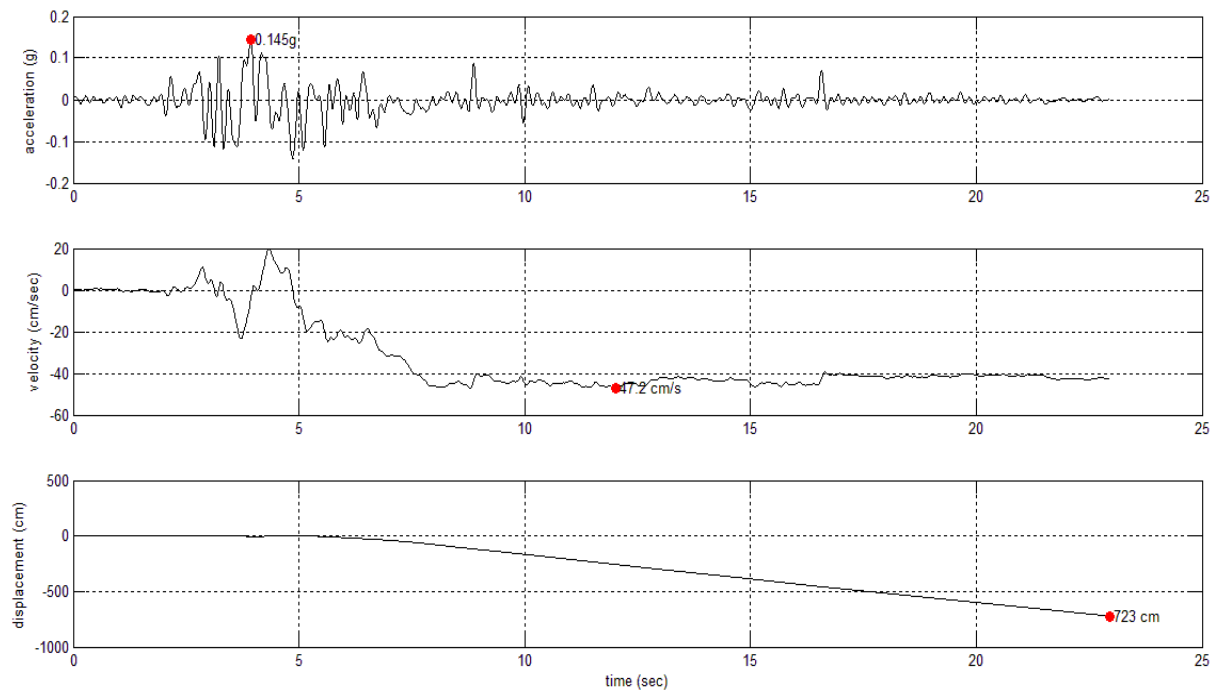


Διάγραμμα 5.15: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

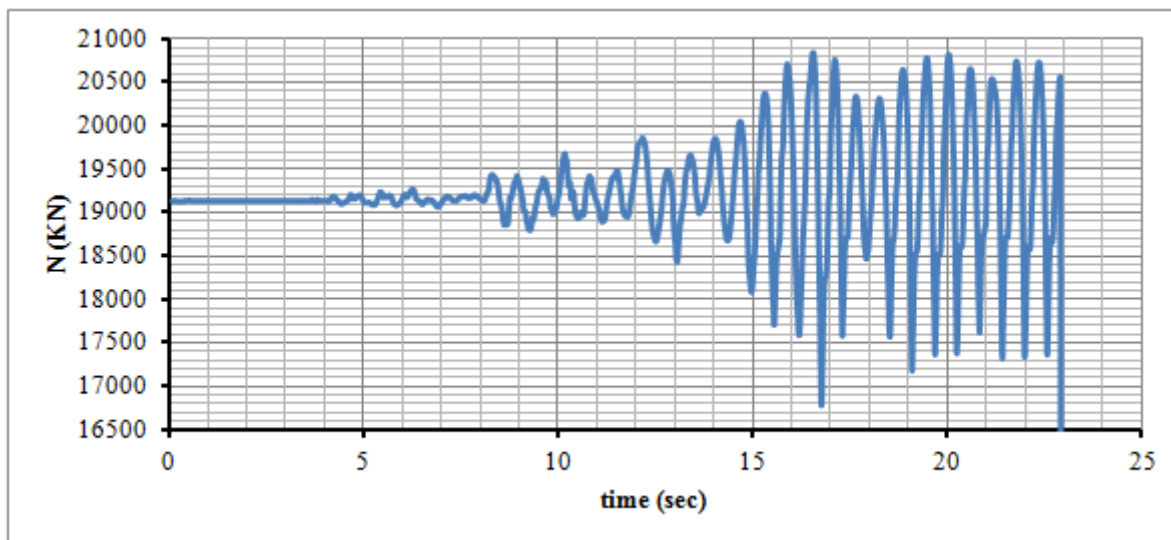
4. Χρονοϊστορία ΚΟΒΕ_ΚΑΚ:



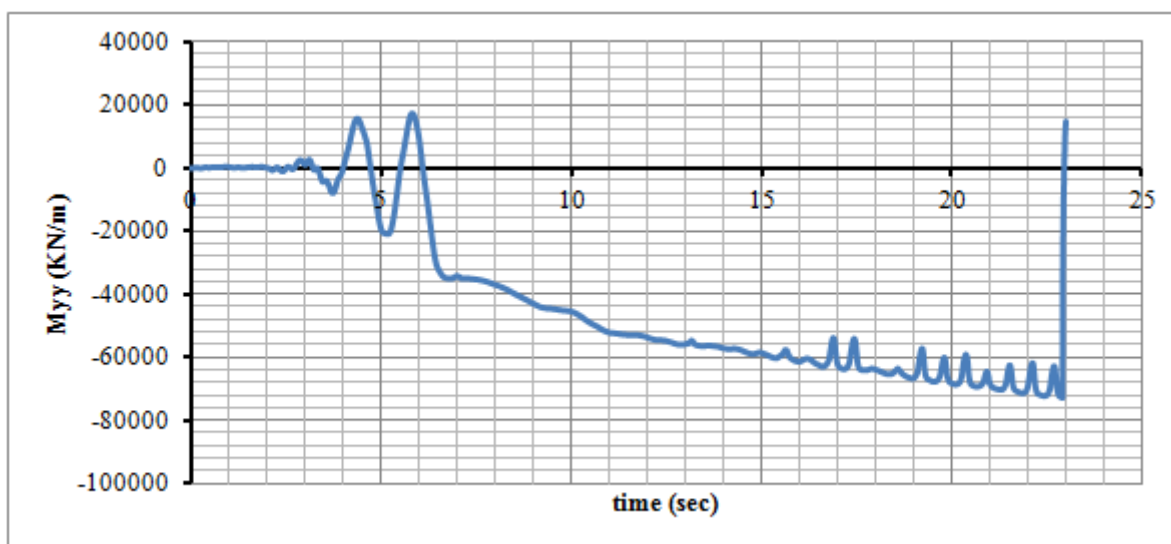
Διάγραμμα 5.16: ΚΟΒΕ_ΚΑΚ_Outcrop



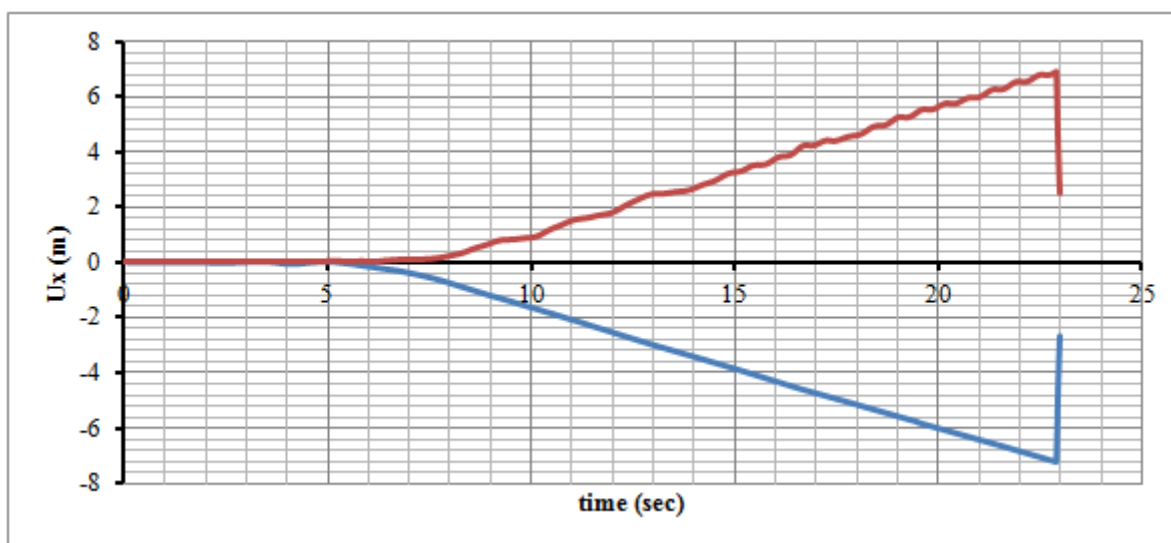
Διάγραμμα 5.17: ΚΟΒΕ_ΚΑΚ_Surface



Διάγραμμα 5.18: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

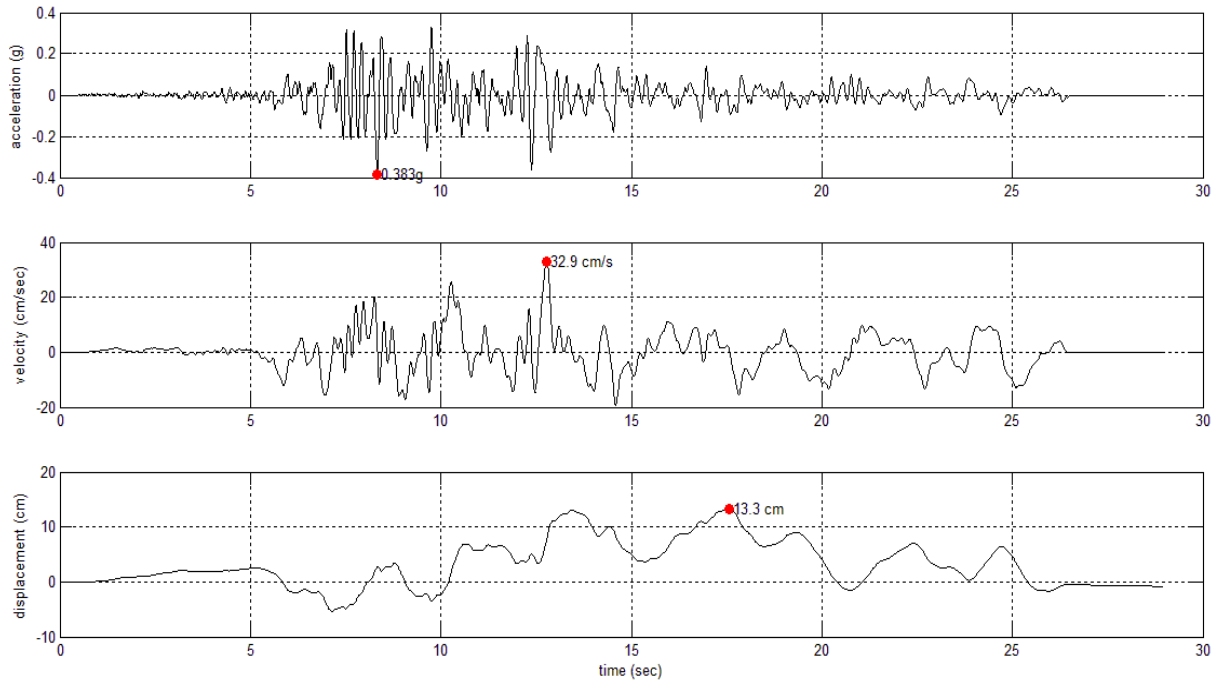


Διάγραμμα 5.19: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

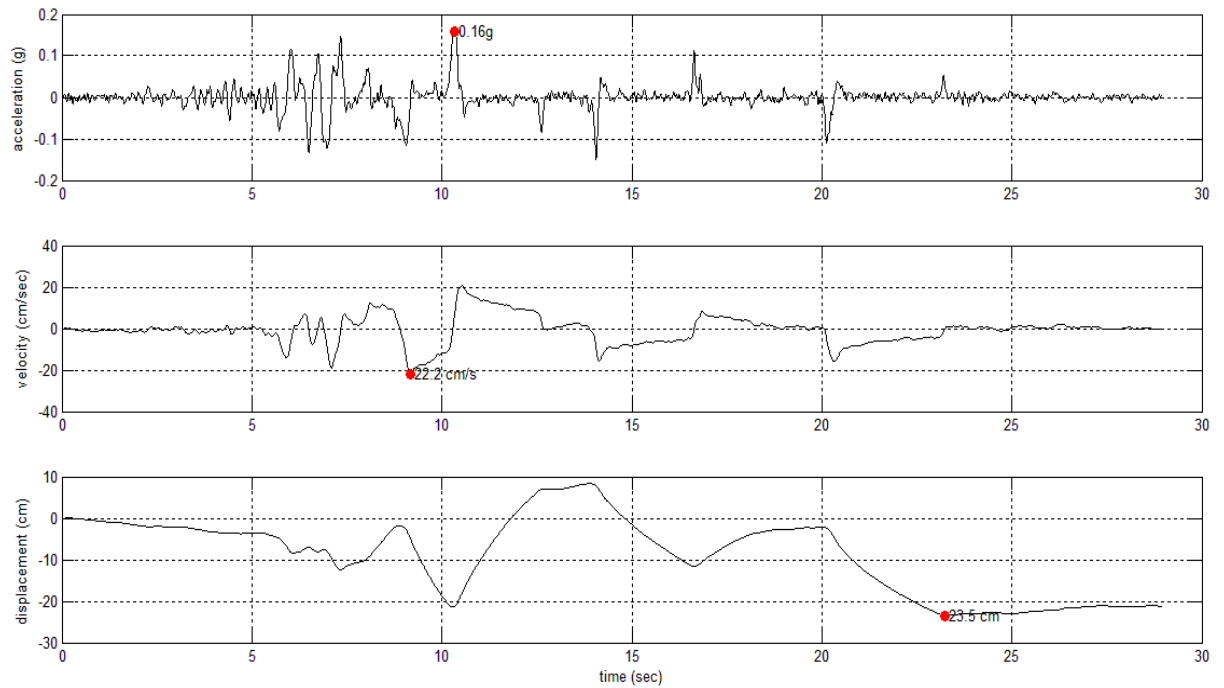


Διάγραμμα 5.20: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

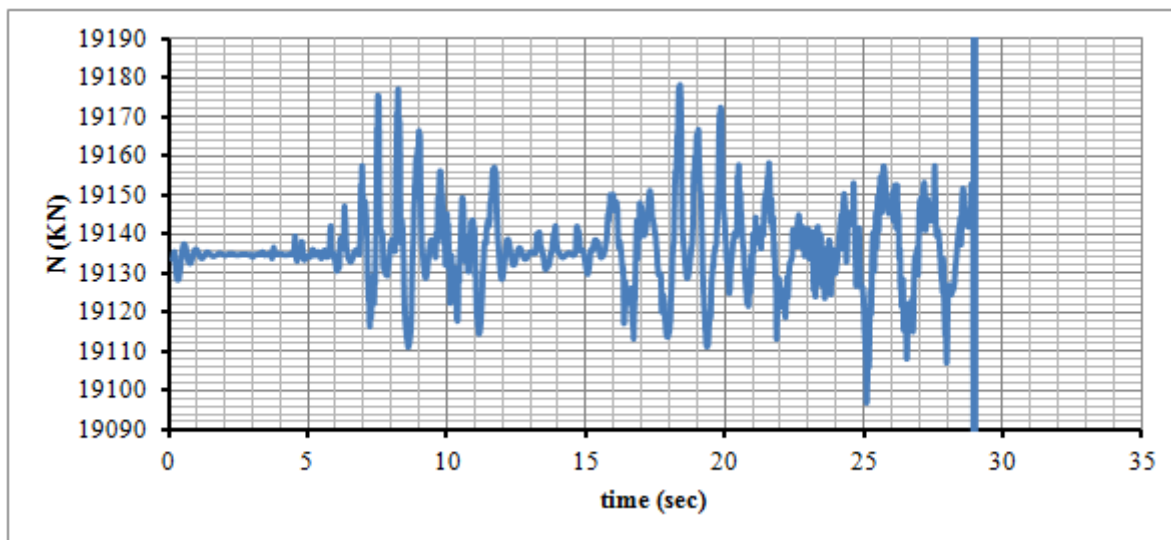
5. Χρονοϊστορία ΚΟΒΕ_TDO:



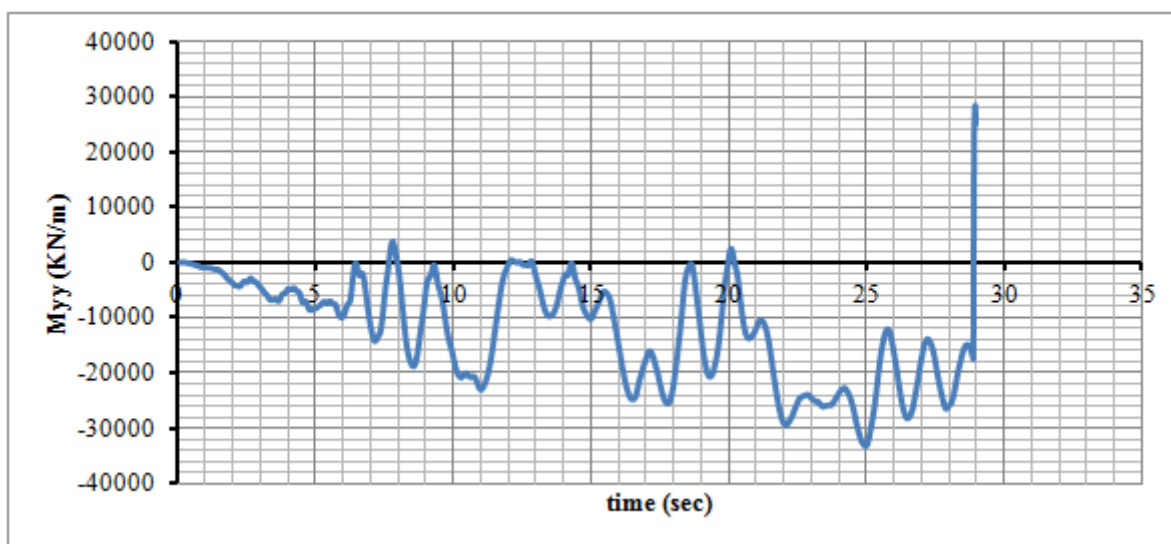
Διάγραμμα 5.21: ΚΟΒΕ_TDO_Outcrop



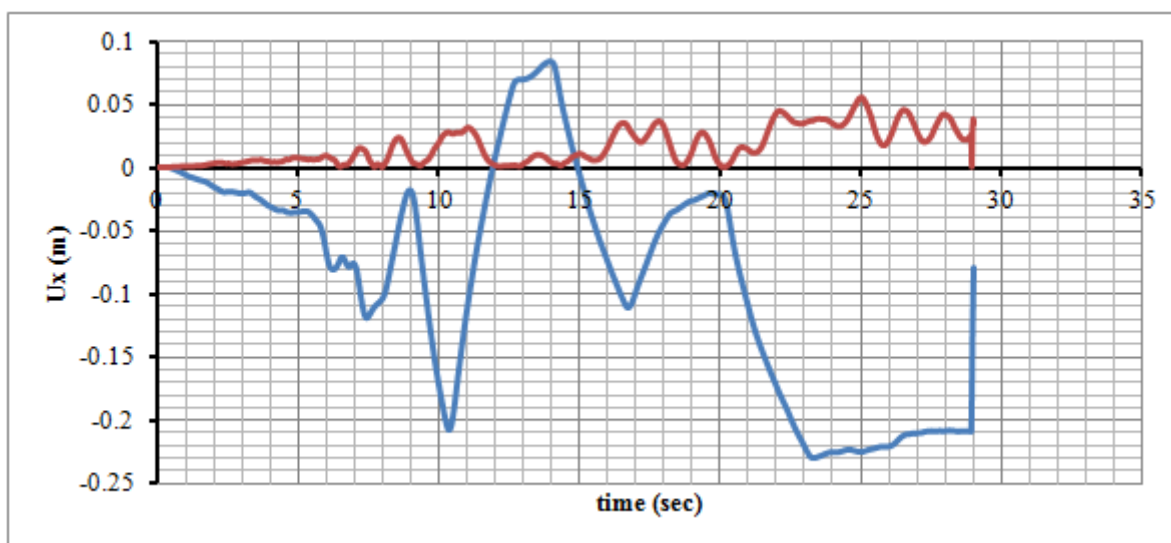
Διάγραμμα 5.22: ΚΟΒΕ_TDO_Surface



Διάγραμμα 5.23: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

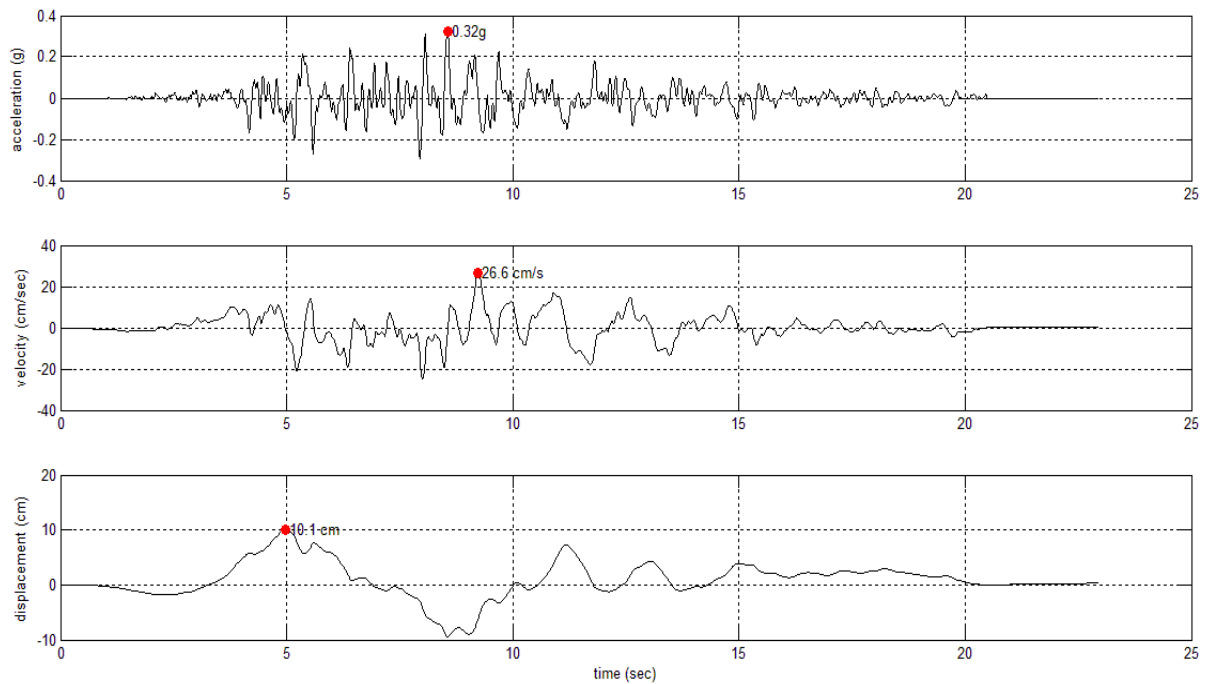


Διάγραμμα 5.24: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

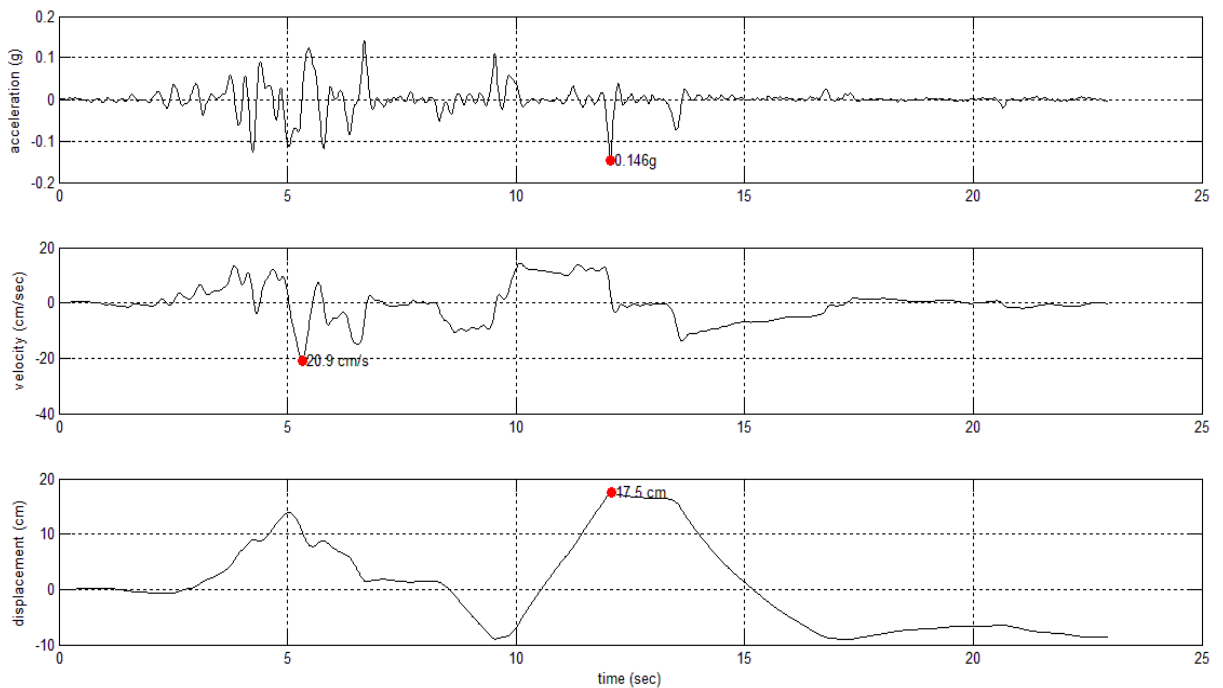


Διάγραμμα 5.25: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

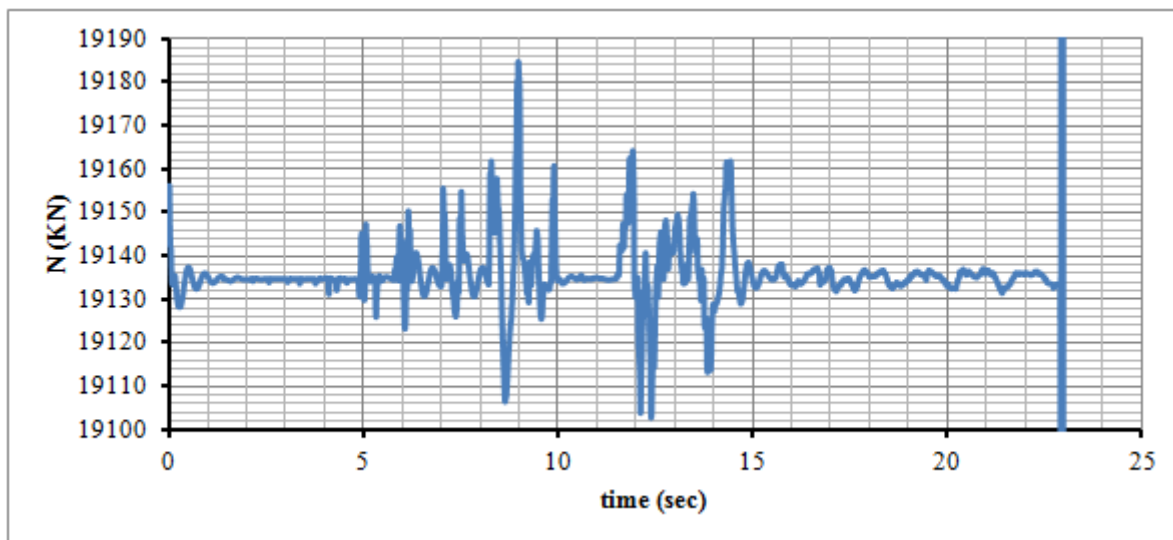
6. Χρονοϊστορία LOMAP_AND:



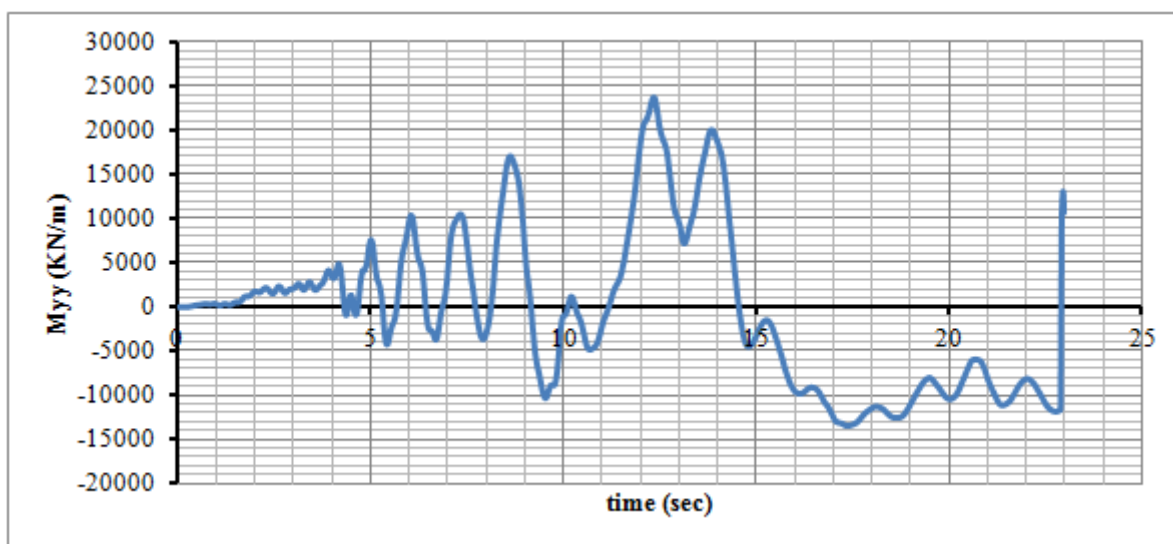
Διάγραμμα 5.26: LOMAP_AND_Outcrop



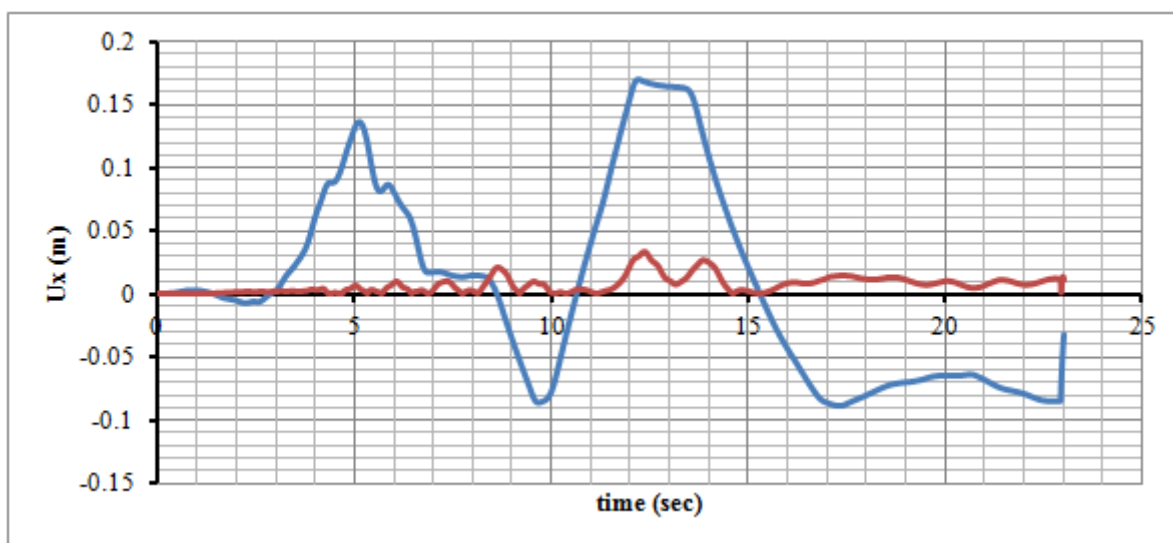
Διάγραμμα 5.27: LOMAP_AND_Surface



Διάγραμμα 5.28: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

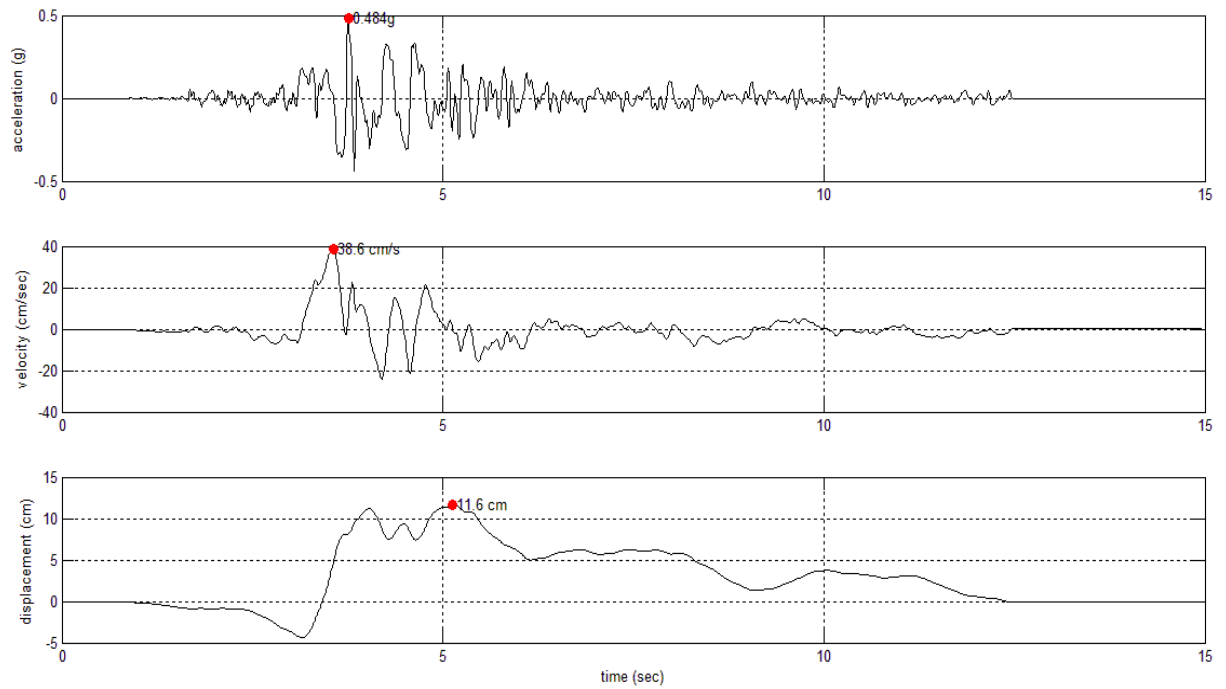


Διάγραμμα 5.29: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

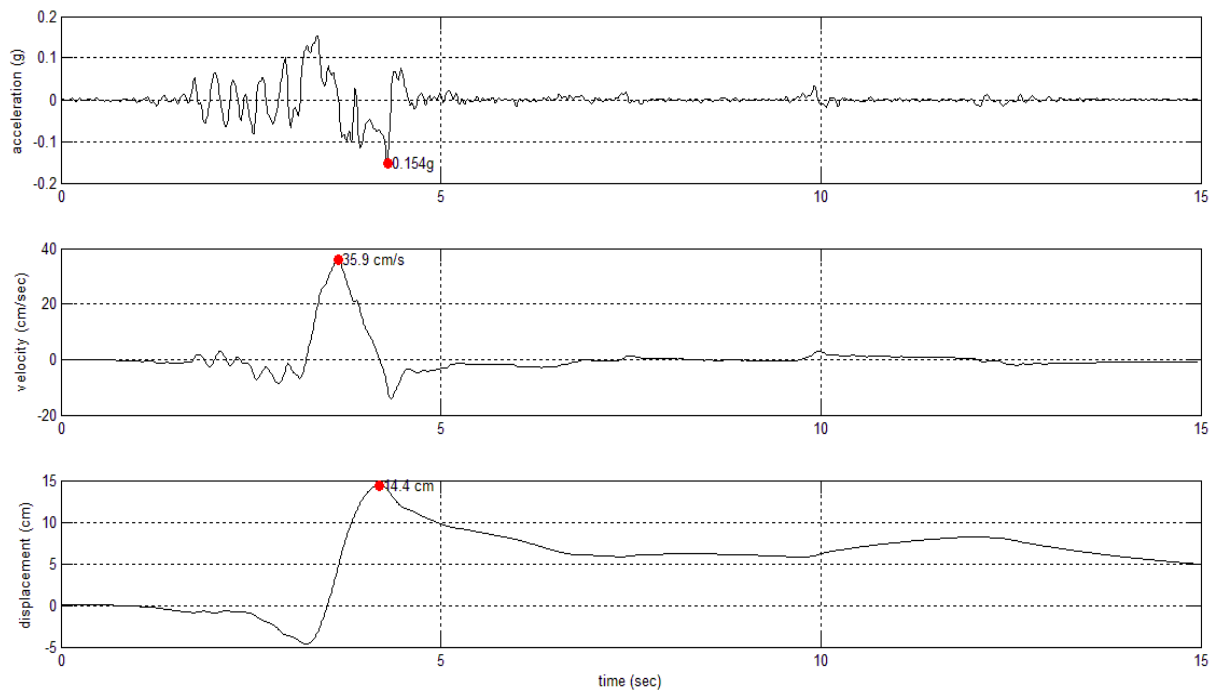


Διάγραμμα 5.30: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

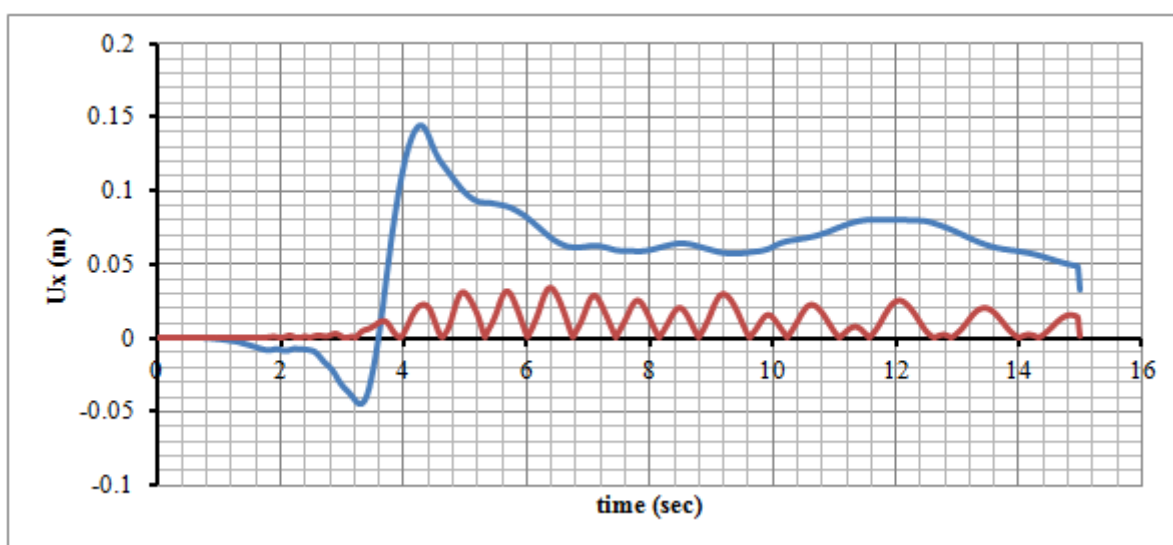
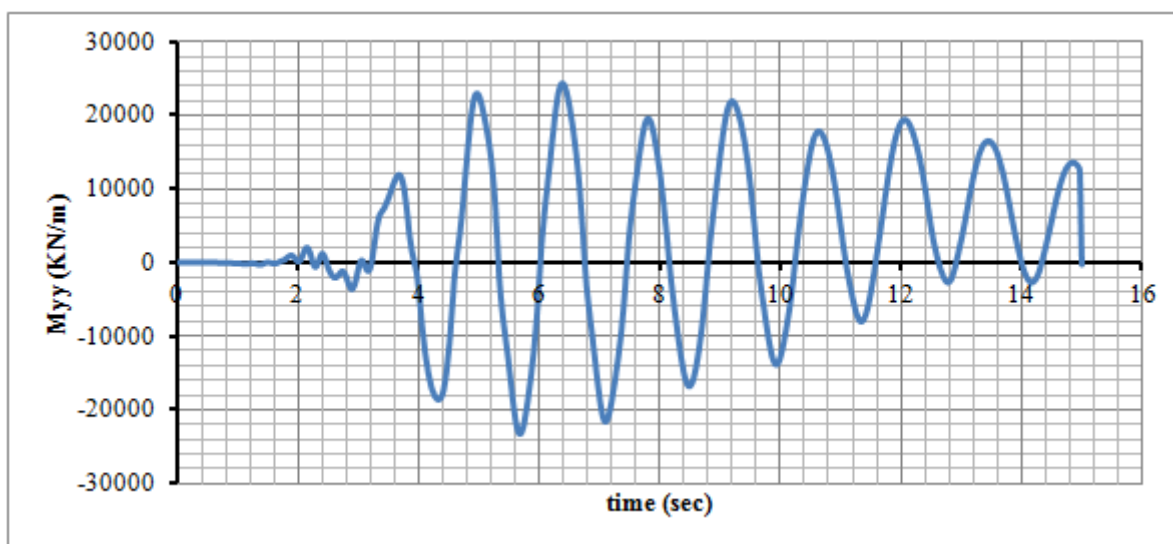
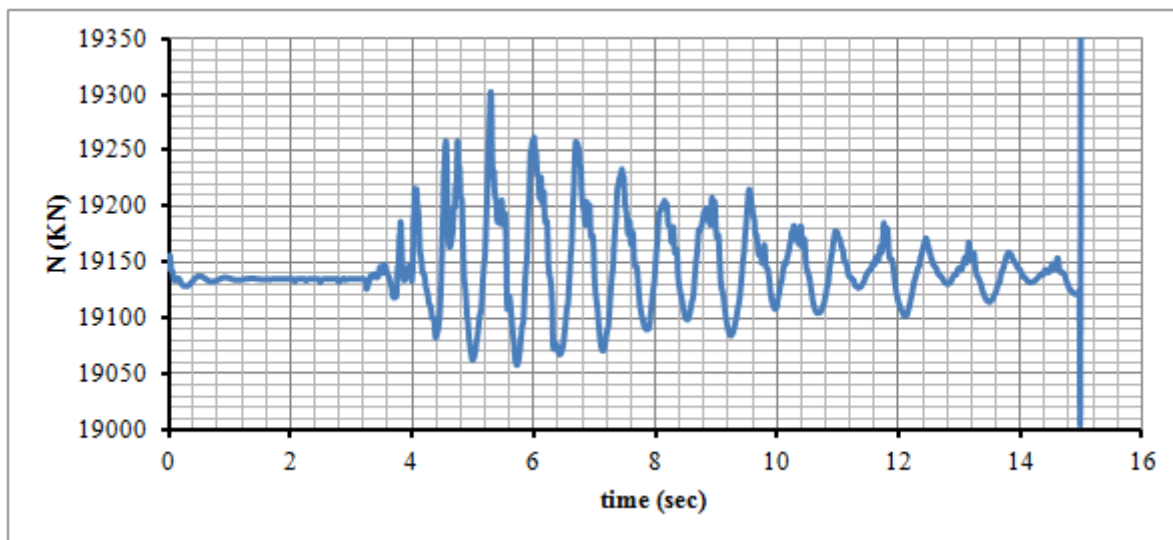
7. Χρονοϊστορία LOMAP_GIL:



Διάγραμμα 5.31: LOMAP_GIL_Outcrop



Διάγραμμα 5.32: LOMAP_GIL_Surface



Η ροπή διαρροής του βάθρου, όπως αυτή υπολογίστηκε από το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής του για αξονική $N = 19158.30KN$, είναι $M_{Rd,y} = 34430KNm$.

Πίνακας 5.5: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων χρονοϊστοριών μετακινήσεων, εξηγημένων από Matlab

a/a	Χρονοϊστορία	$\max M_{yy}$ (KNm)	Μέγιστη διαφορική οριζόντια μετακίνηση μεταξύ βάθρου και ακροβάθρων, $\max \Delta_x$ (cm)	Χρονική στιγμή μέγιστης διαφορικής μετακίνησης εδάφους-κατασκευής (sec)	Μέγιστη σχετική μετακίνηση βάθρου, $\Delta u_{x,dif}$ (cm)	Χρονική στιγμή μέγιστης σχετικής μετακίνησης βάθρου (sec)
1	ITALY_BAG	24720	11.30	9.18/23	4.0	9.24
2	ITALY_VLT	24155	17.9	39.91/40	3.39	39.99
3	KOBE_AMA	39455	88.3	29.25/35	40.43	29.73
4	KOBE_KAK	73010	718	22.91/23	691	22.91
5	KOBE_TDO	33100	27.8	24.7/29	5.53	25
6	LOMAP_AND	23690	17.8	12.16/23	3.29	12.35
7	LOMAP_GIL	24330	7.8	12.11/15	3.40	6.38

Παρατηρήσεις:

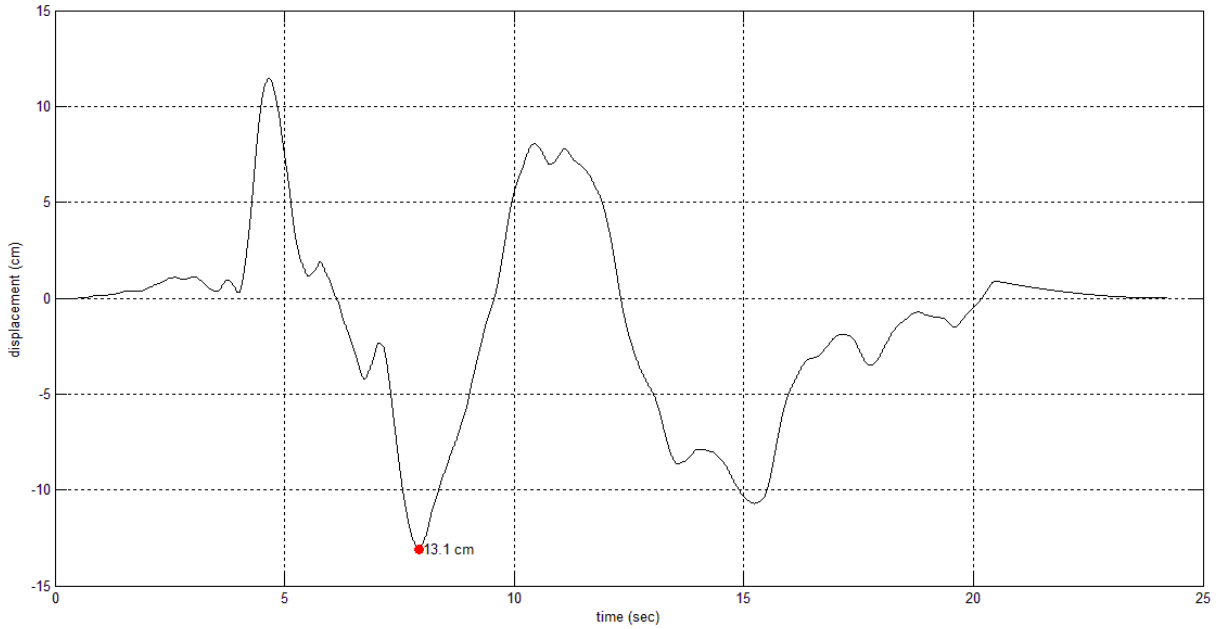
- 1) Οι χρονοϊστορίες επιβλήθηκαν κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας (X).
- 2) Η χρονοϊστορία KOBE_KAK κρίνεται ακατάλληλη για την παρούσα εργασία και αγνοείται.
- 3) Ο μέσος όρος των μέγιστων διαφορικών μετακινήσεων μεταξύ βάθρου και ακροβάθρων, δηλαδή της σχετικής μετακίνησης μεταξύ εδάφους και κατασκευής ισούται με:

$$\Delta_{x,average} = \frac{11.3 + 17.9 + 88.3 + 27.8 + 17.8 + 7.8}{6} = 28.48cm$$

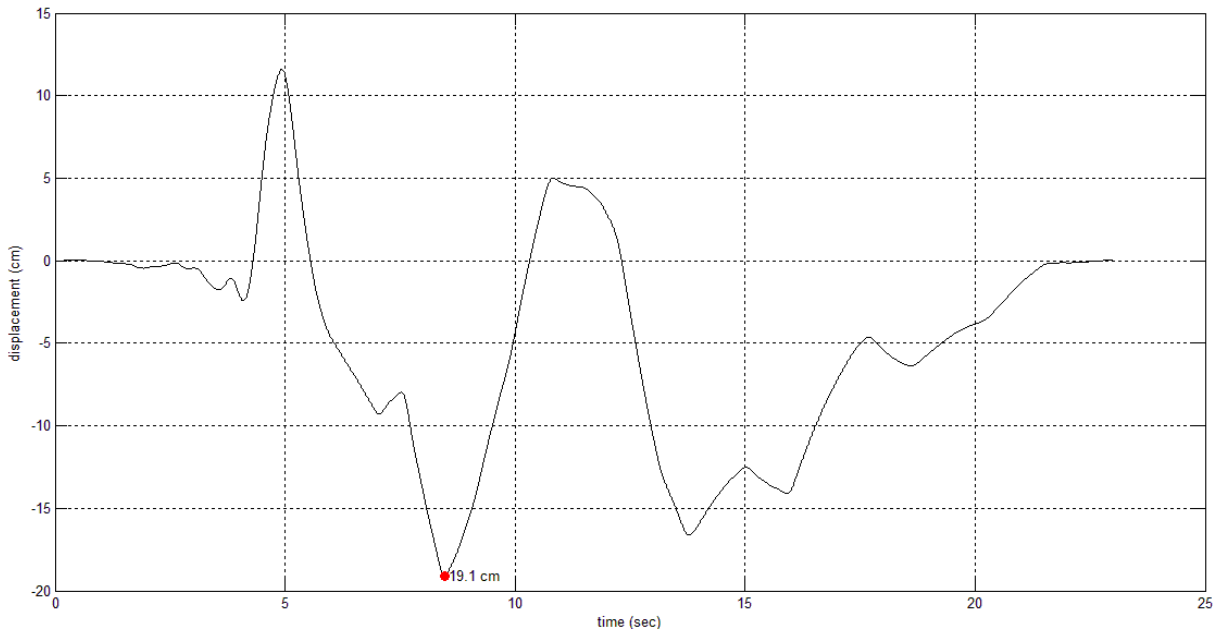
- 4) Το βάθρο συμπεριφέρεται ελαστικά για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις, εκτός από την KOBE_AMA, όπου το βάθρο εισάγεται στην διαρροή την χρονική στιγμή 10.52 sec, όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 5.14: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

5.2.2. Αναλύσεις για χρονοϊστορίες μετακινήσεων με διόρθωση βάσης (*Baseline Corrected Time Histories*), $iGMfact = 1$

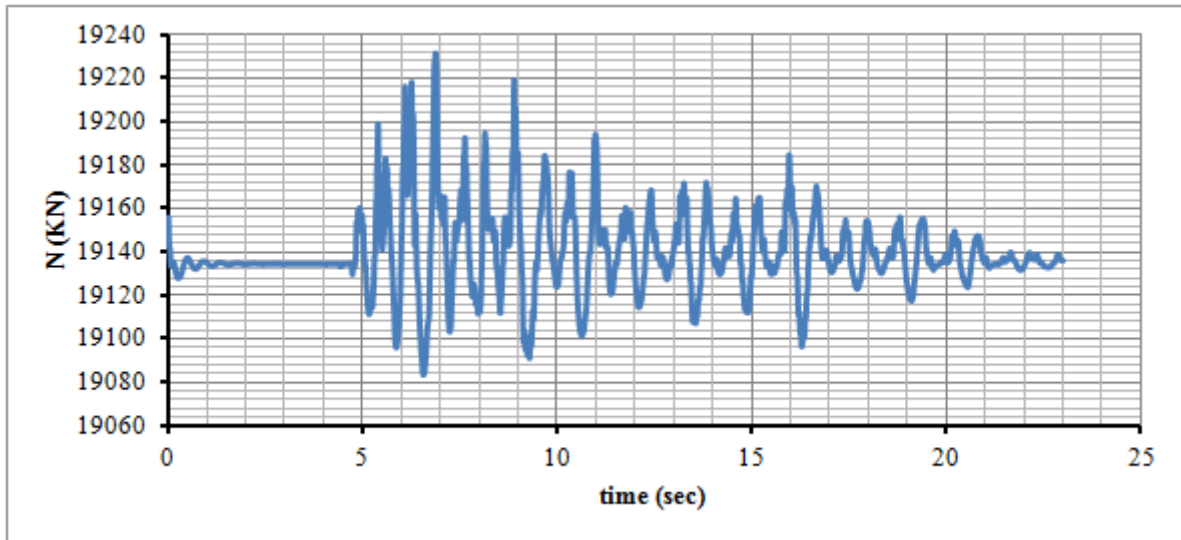
8. Χρονοϊστορία ITALY_BAG_BaselineCorrected:



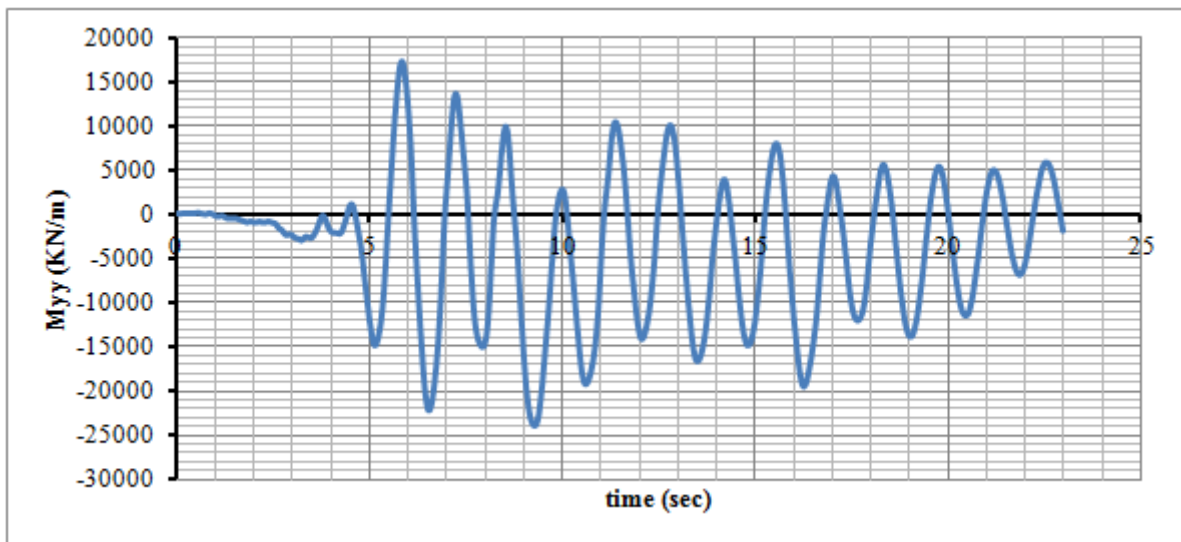
Διάγραμμα 5.36: ITALY_BAG_Outcrop



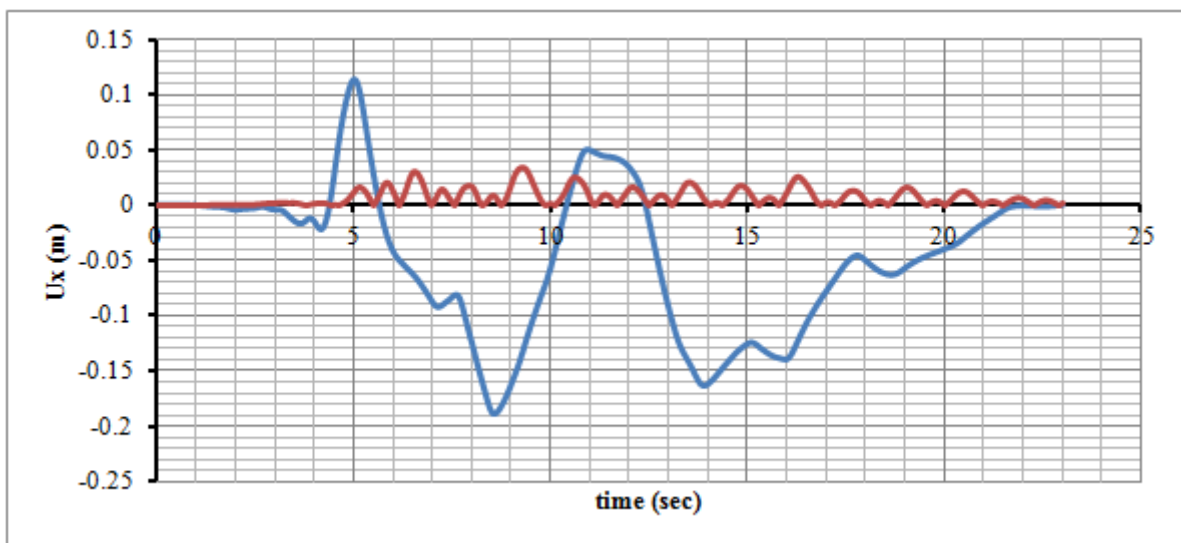
Διάγραμμα 5.37: ITALY_BAG_Surface



Διάγραμμα 5.38: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

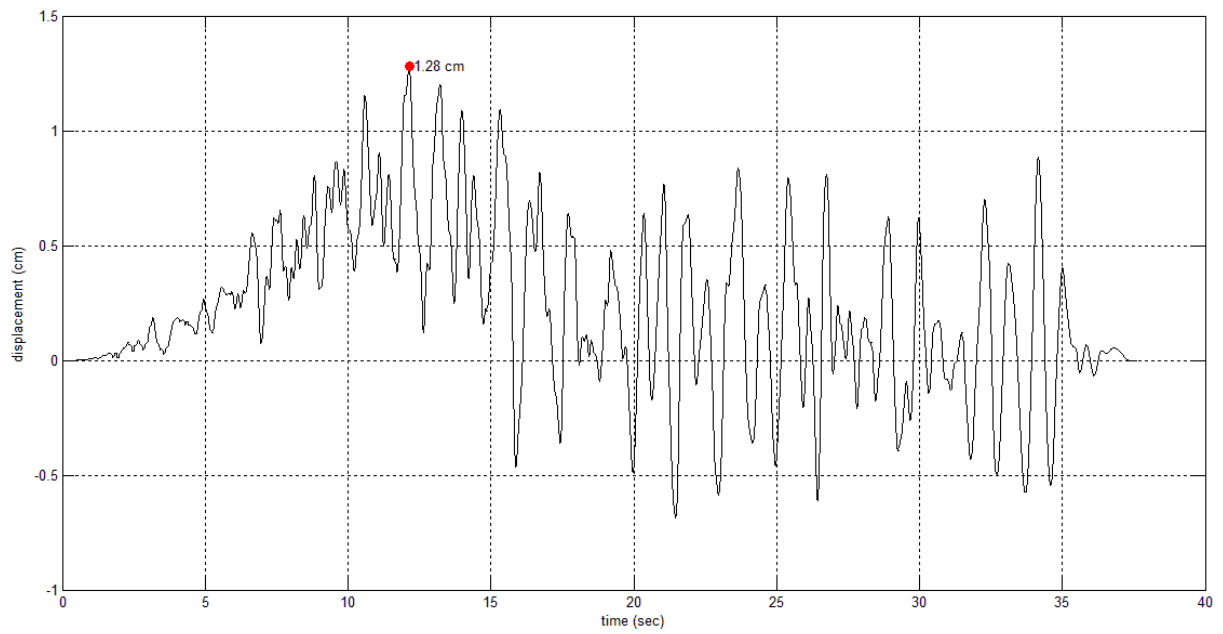


Διάγραμμα 5.39: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

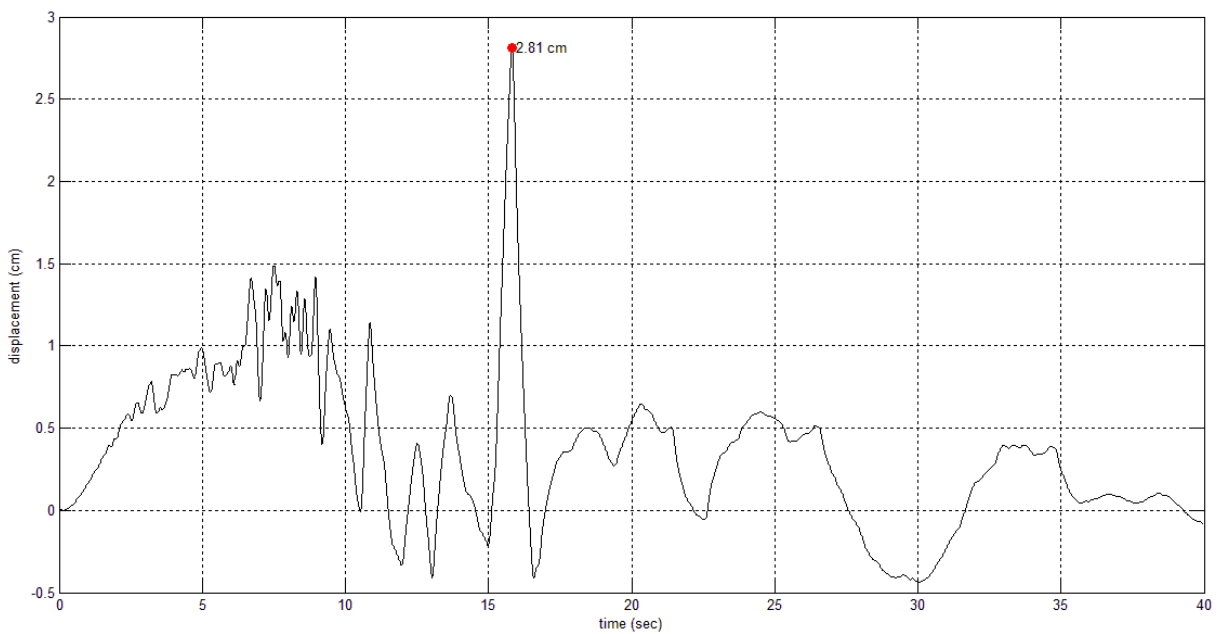


Διάγραμμα 5.40: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

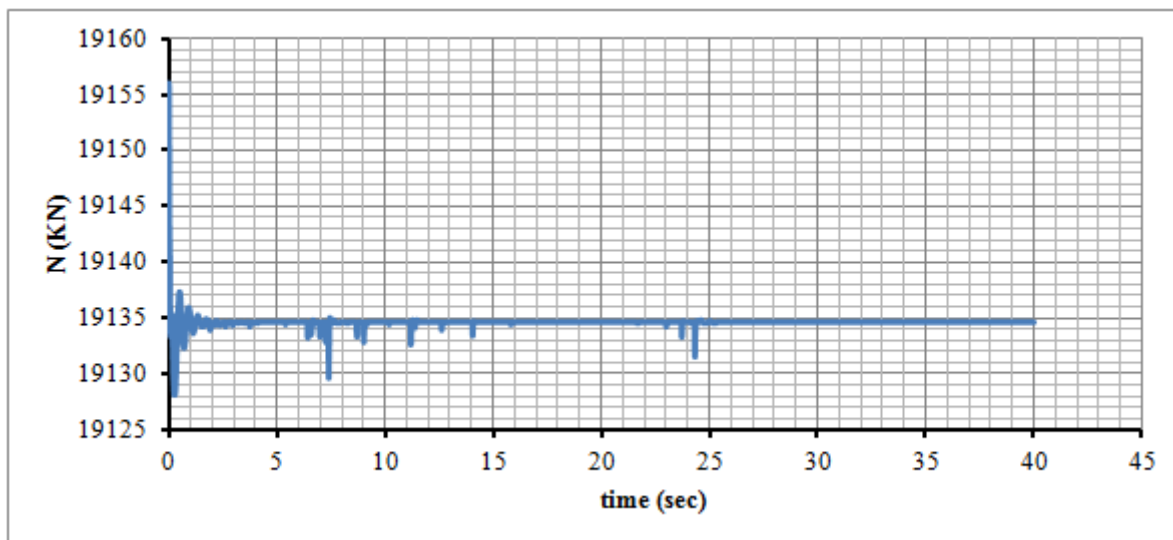
9. Χρονοϊστορία ITALY_VLT_BaselineCorrected:



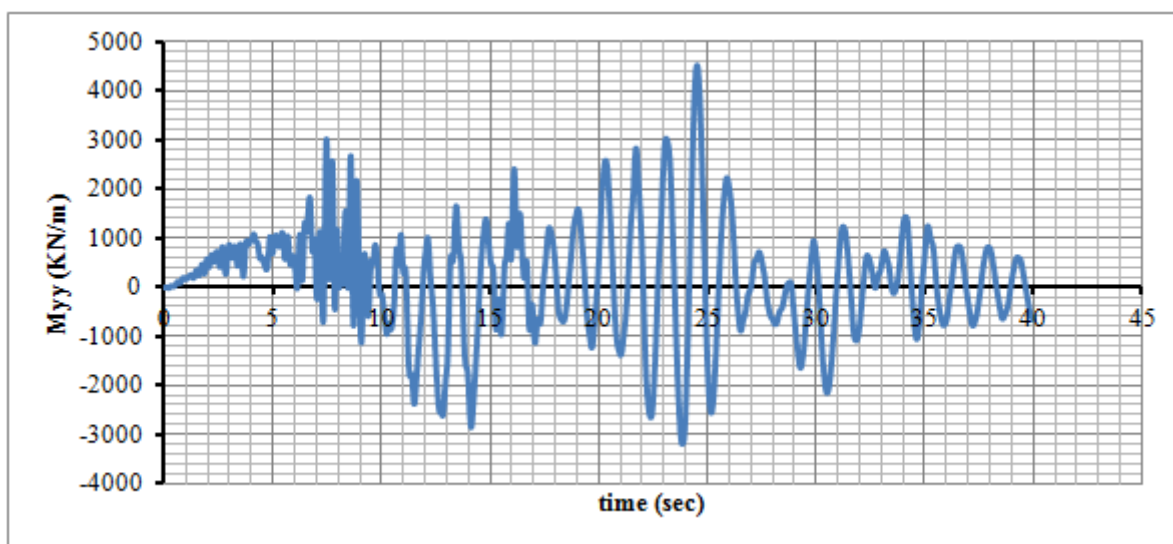
Διάγραμμα 5.41: ITALY_VLT_Outcrop



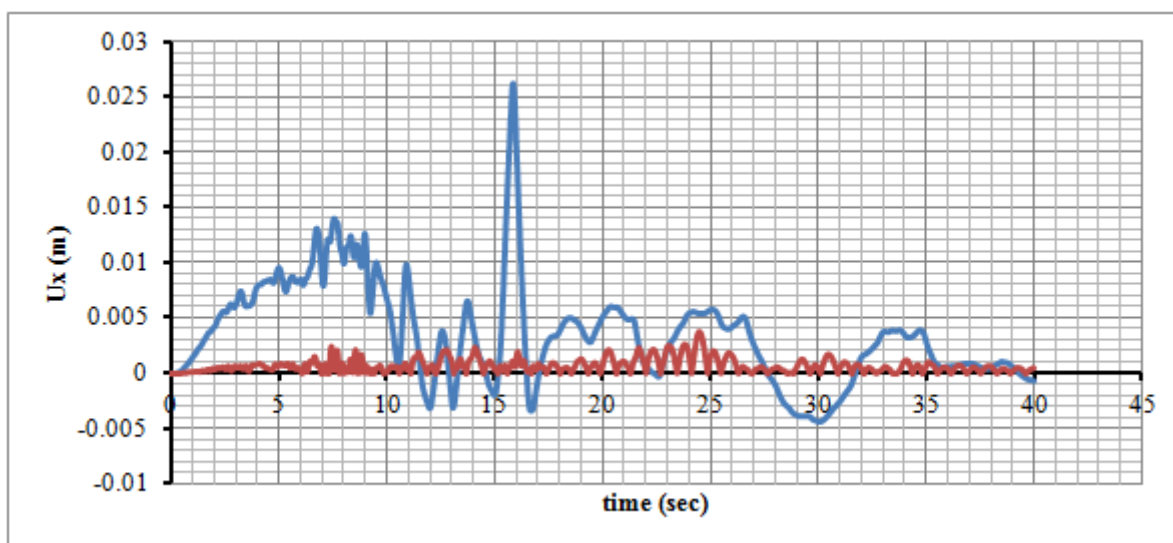
Διάγραμμα 5.42: ITALY_VLT_Surface



Διάγραμμα 5.43: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

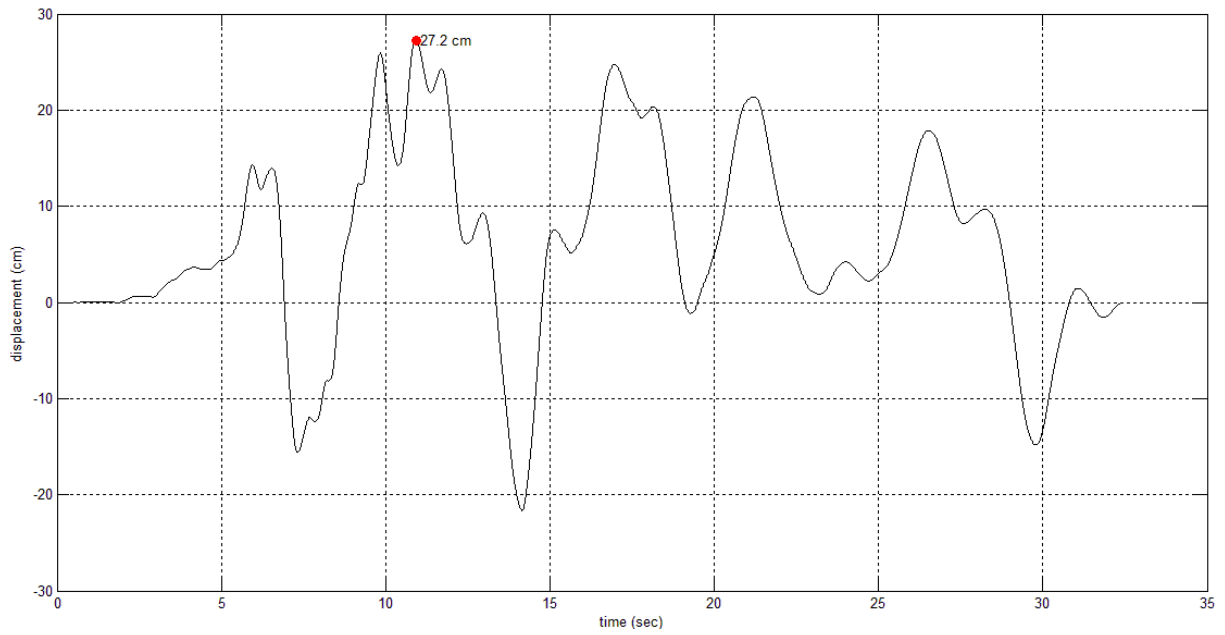


Διάγραμμα 5.44: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

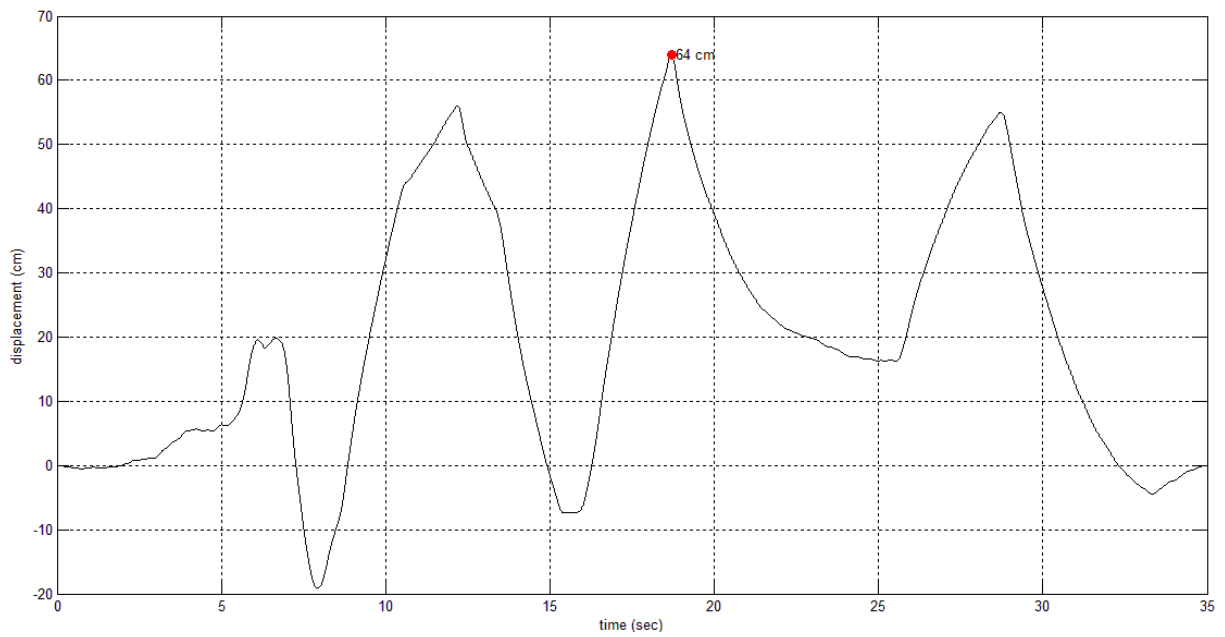


Διάγραμμα 5.45: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

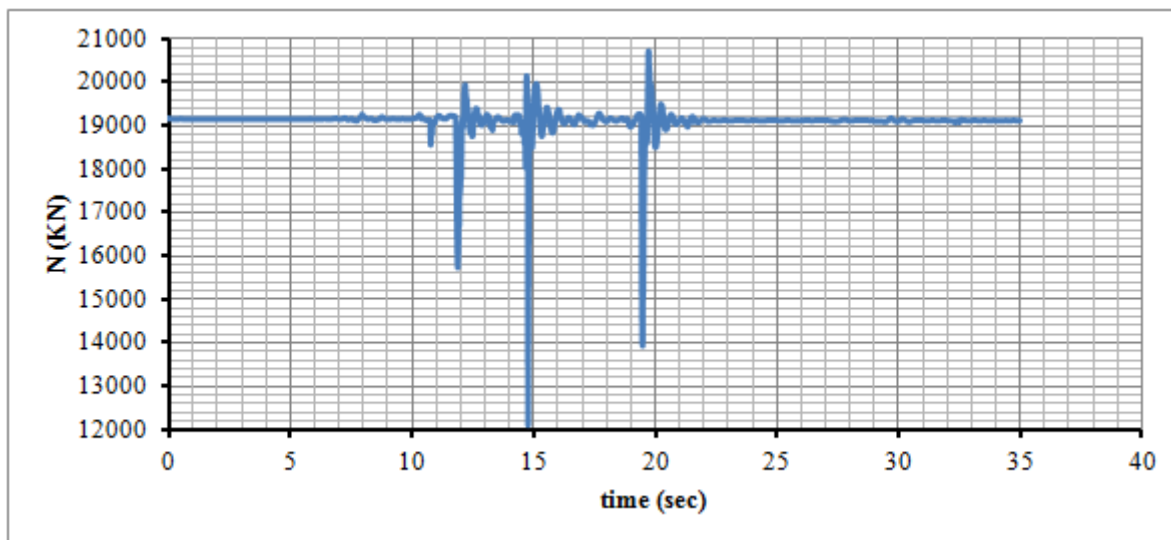
10. Χρονοϊστορία ΚΟΒΕ_ΑΜΑ_BaselineCorrected:



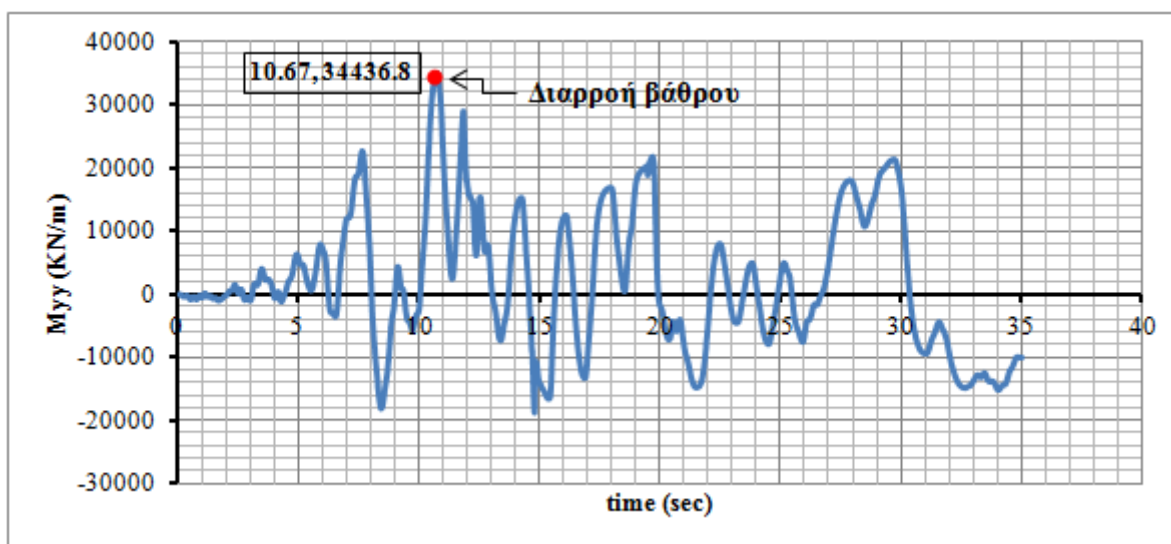
Διάγραμμα 5.46: ΚΟΒΕ_ΑΜΑ_Outcrop



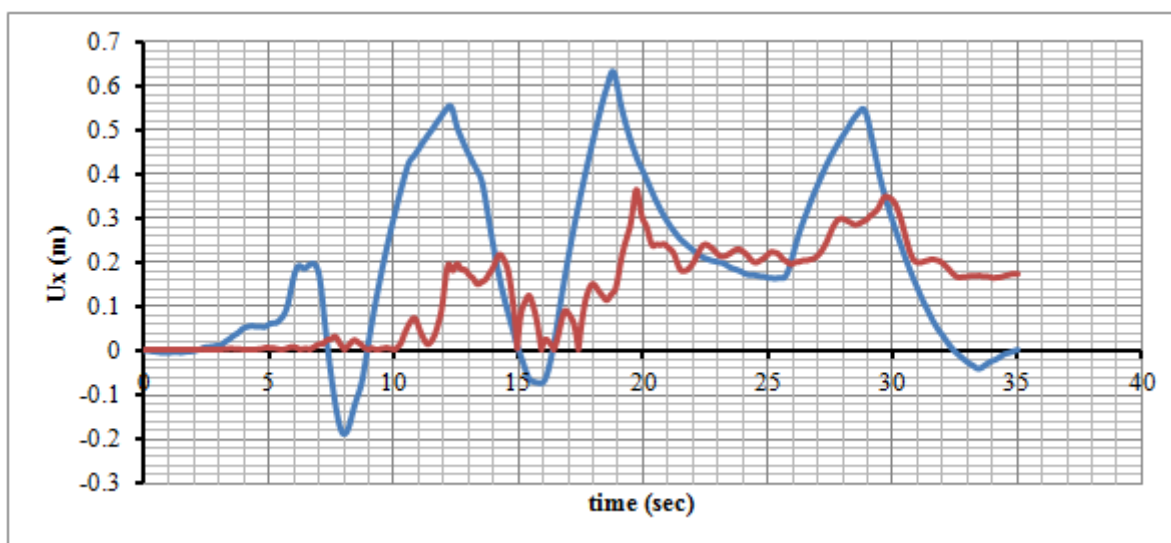
Διάγραμμα 5.47: ΚΟΒΕ_ΑΜΑ_Surface



Διάγραμμα 5.48: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

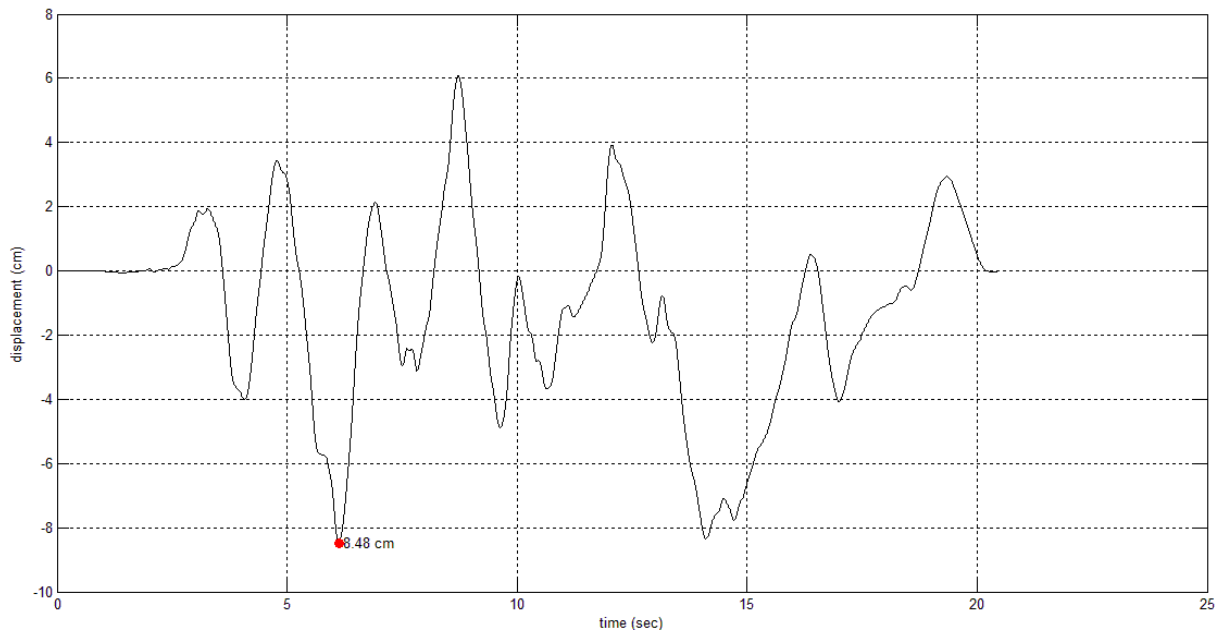


Διάγραμμα 5.49: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

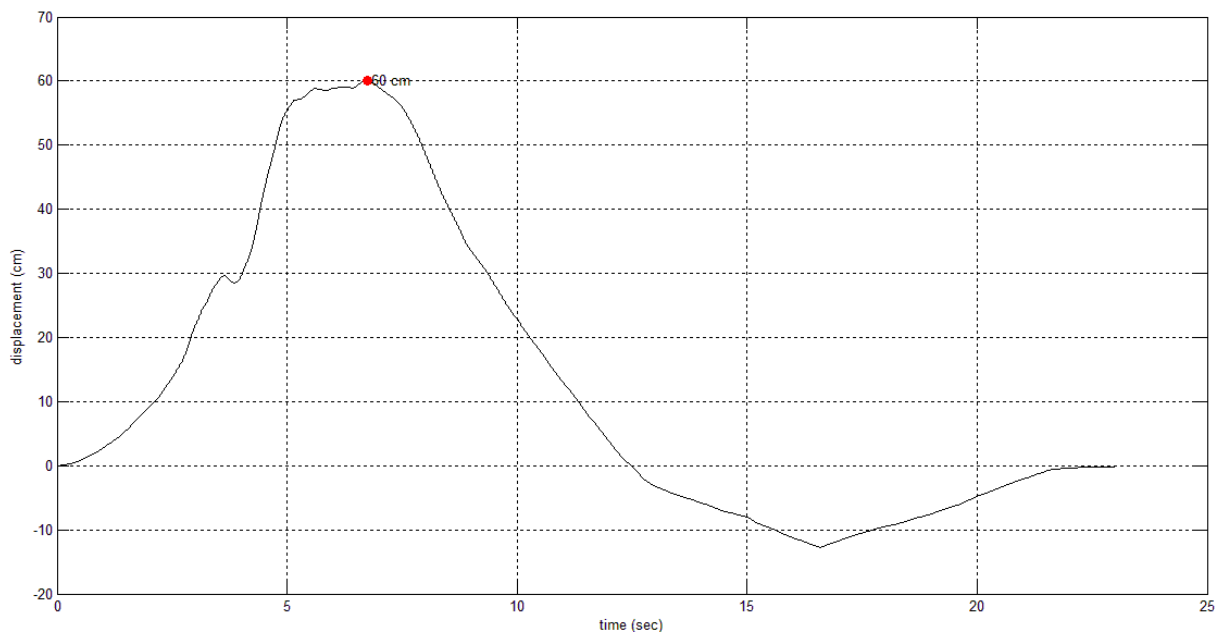


Διάγραμμα 5.50: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

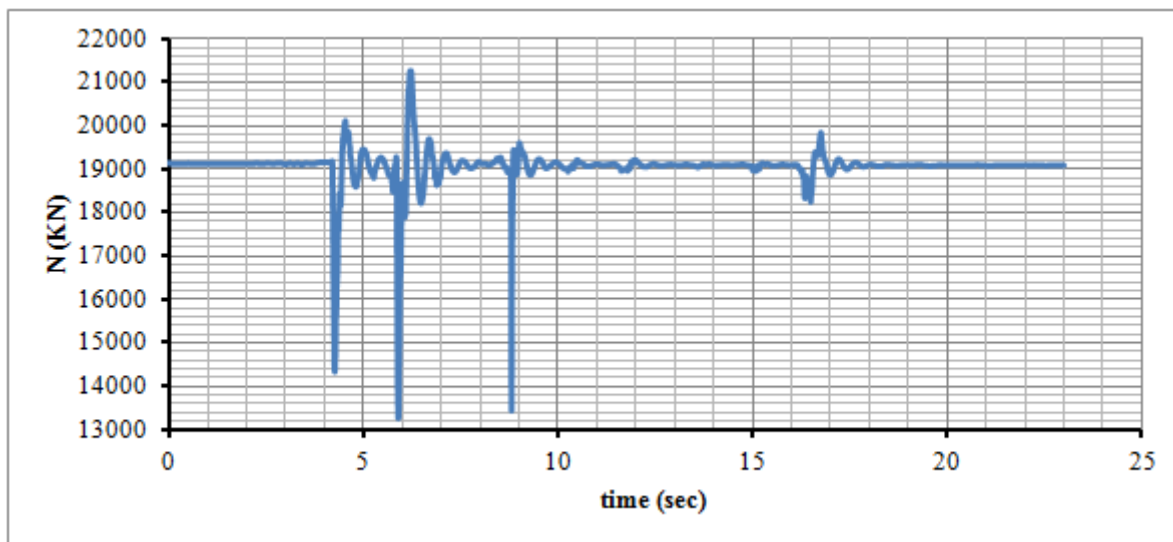
11. Χρονοϊστορία ΚΟΒΕ_ΚΑΚ_BaselineCorrected:



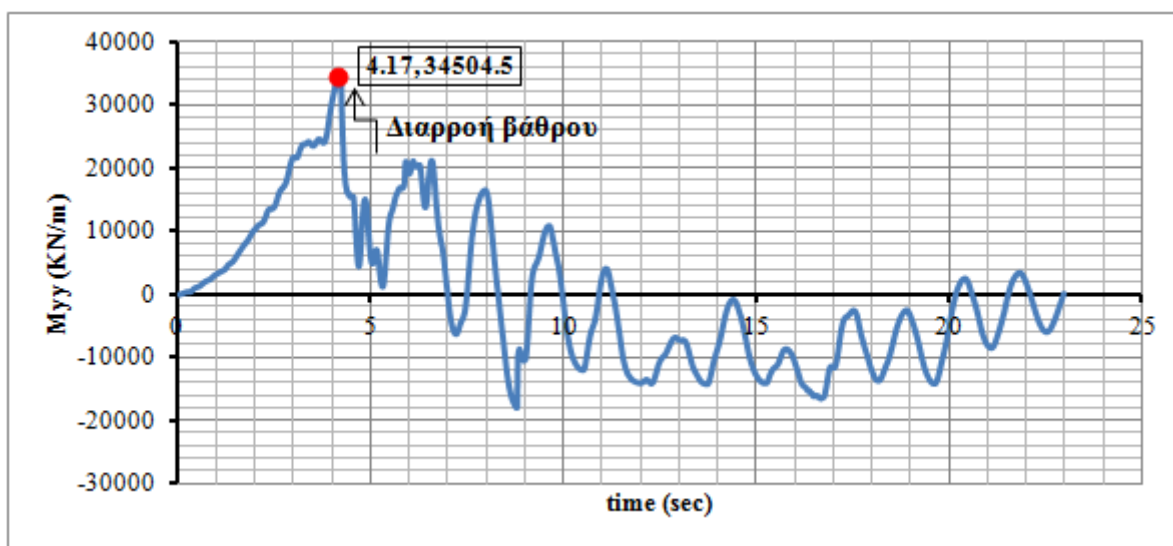
Διάγραμμα 5.51: KOBE_KAK_Outcrop



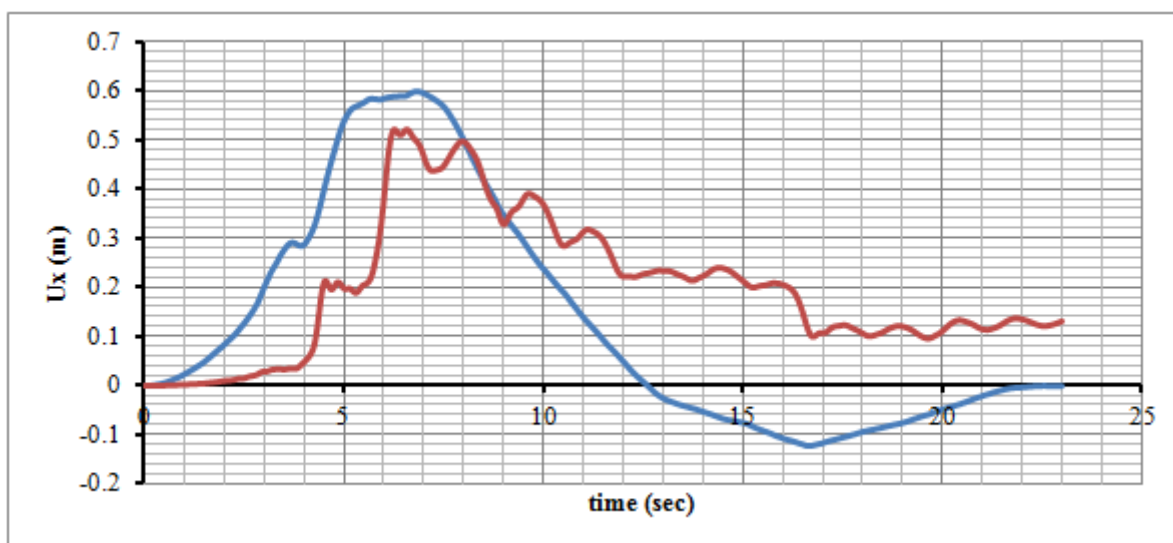
Διάγραμμα 5.52: KOBE_KAK_Surface



Διάγραμμα 5.53: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

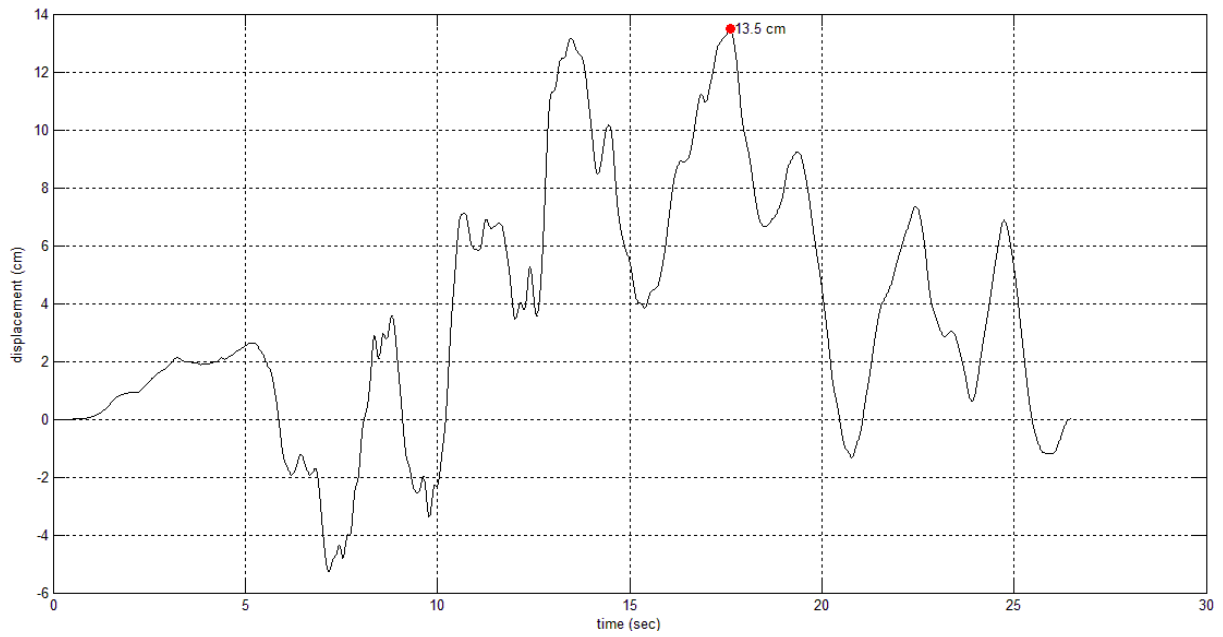


Διάγραμμα 5.54: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

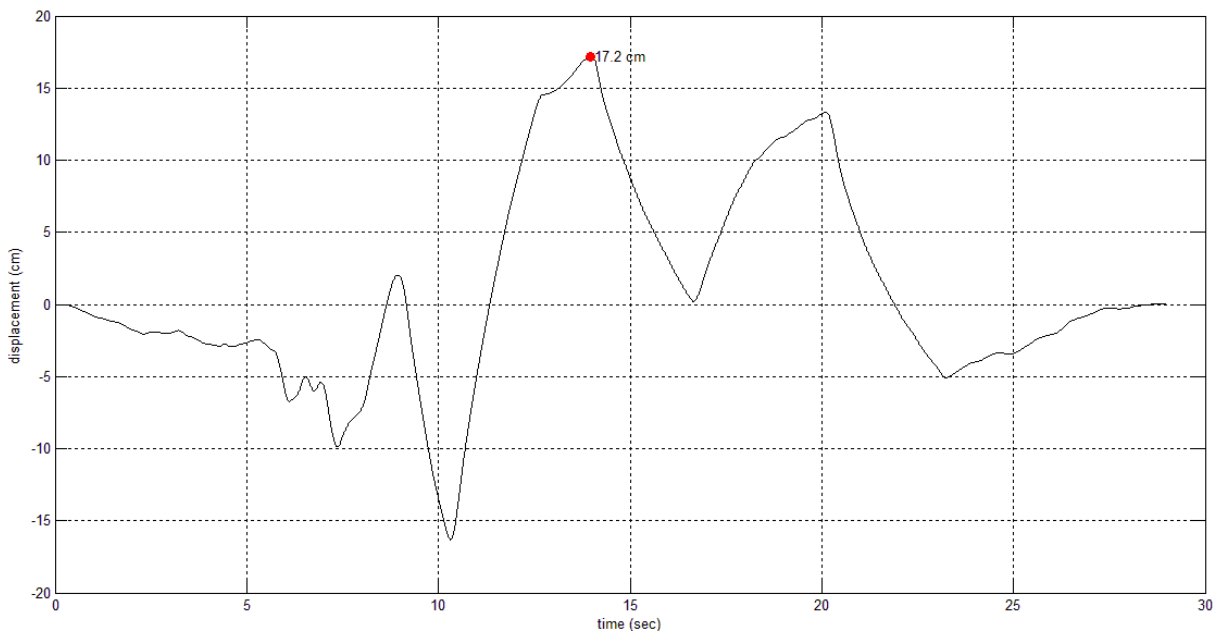


Διάγραμμα 5.55: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

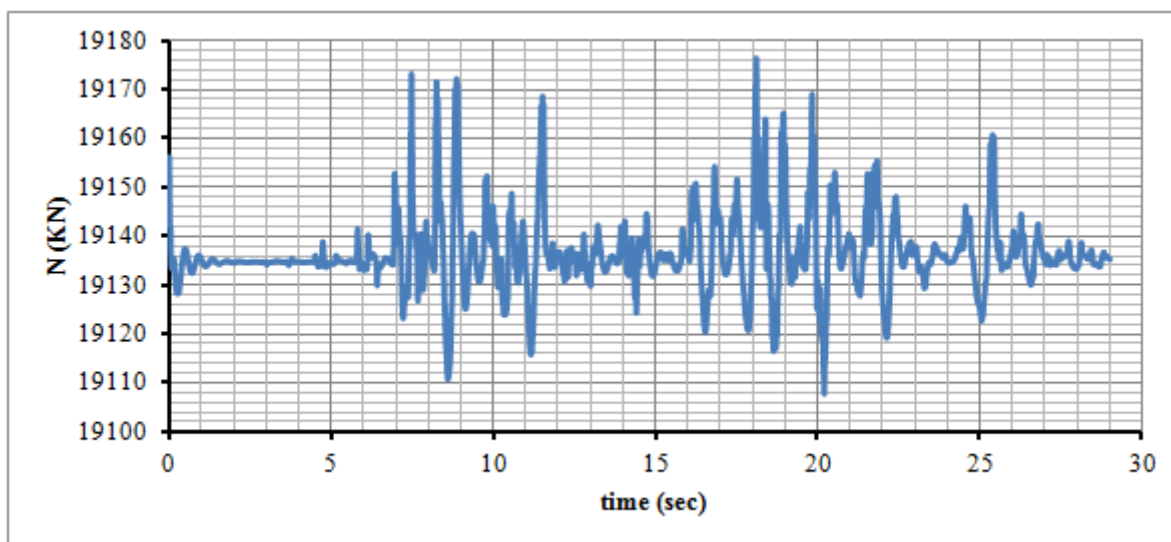
12. Χρονοϊστορία KOBE_TDO_BaselineCorrected:



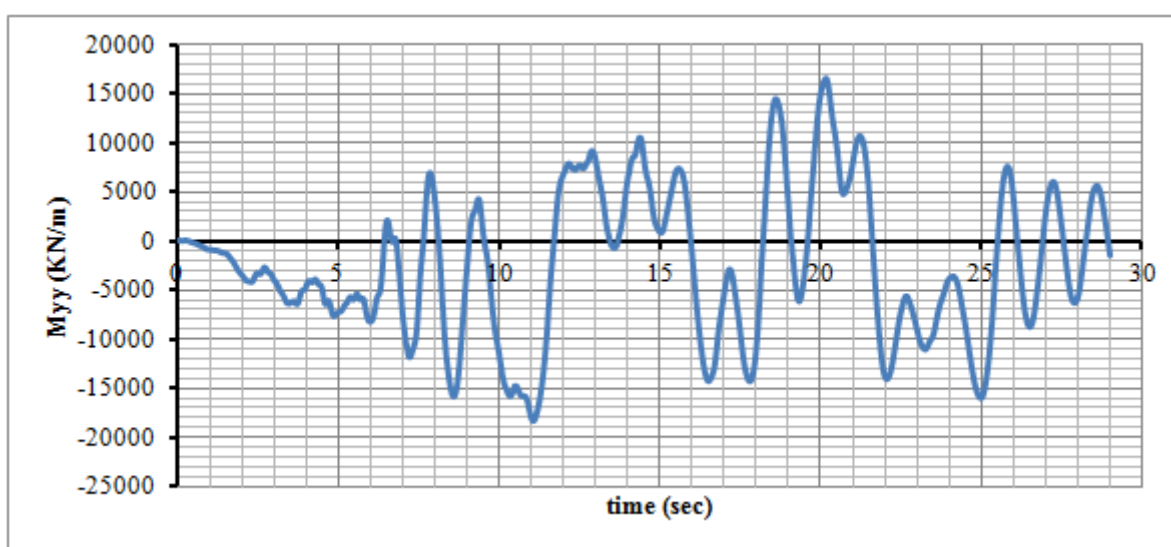
Διάγραμμα 5.56: KOBE_TDO_Outcrop



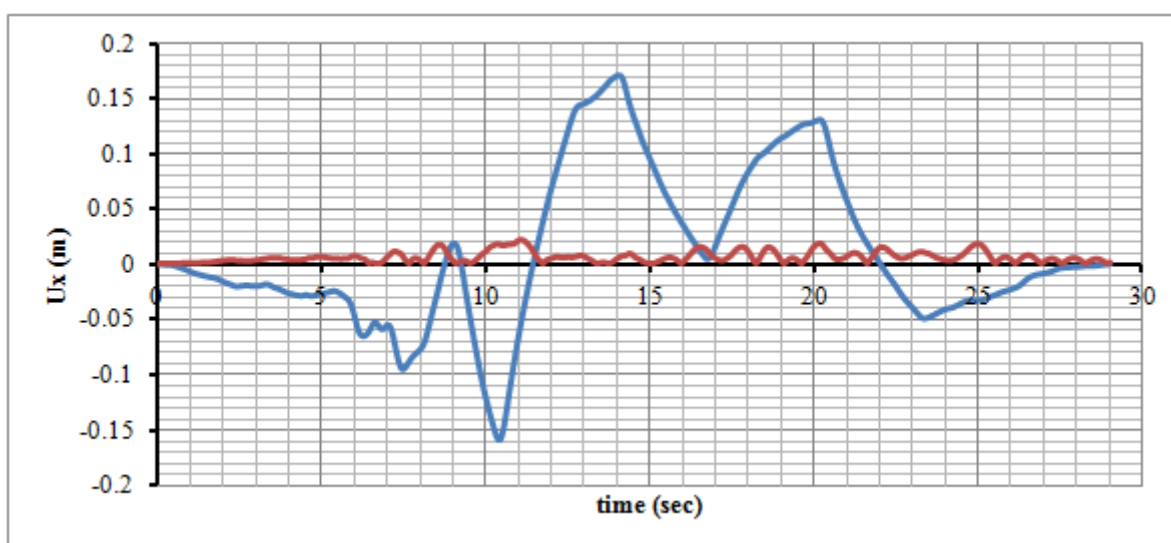
Διάγραμμα 5.57: KOBE_TDO_Surface



Διάγραμμα 5.58: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

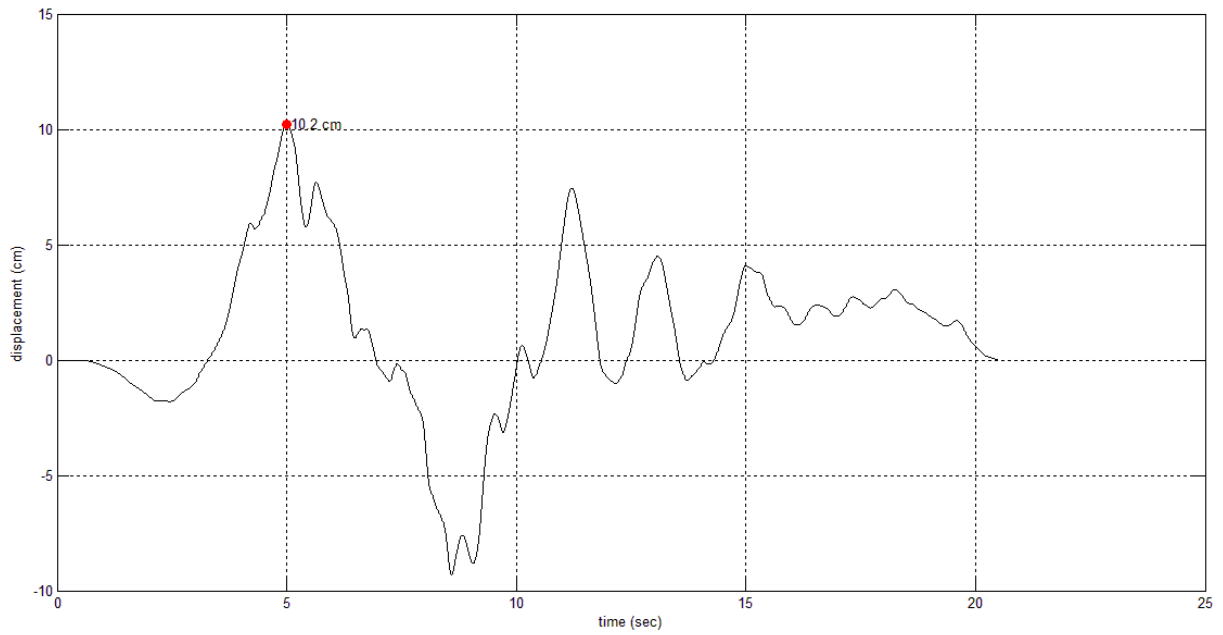


Διάγραμμα 5.59: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

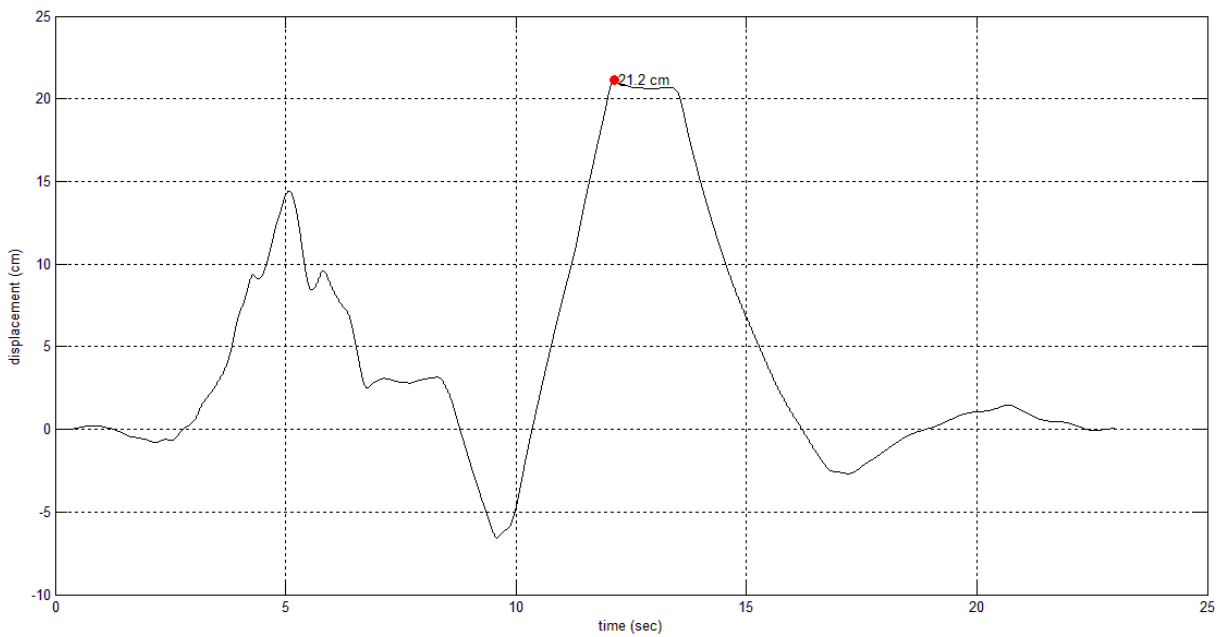


Διάγραμμα 5.60: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

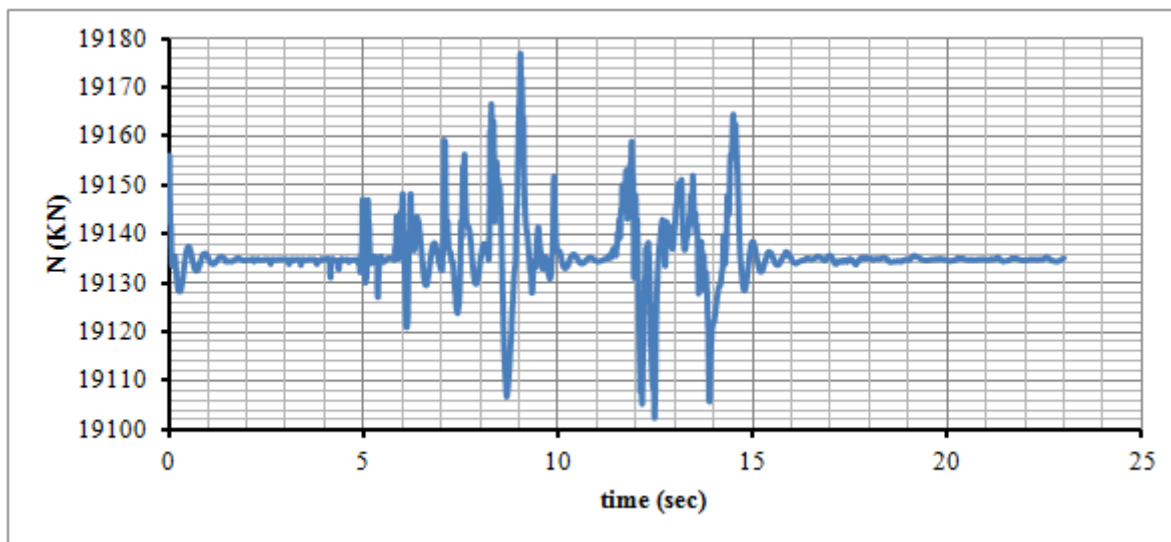
13. Χρονοϊστορία LOMAP_AND_BaselineCorrected:



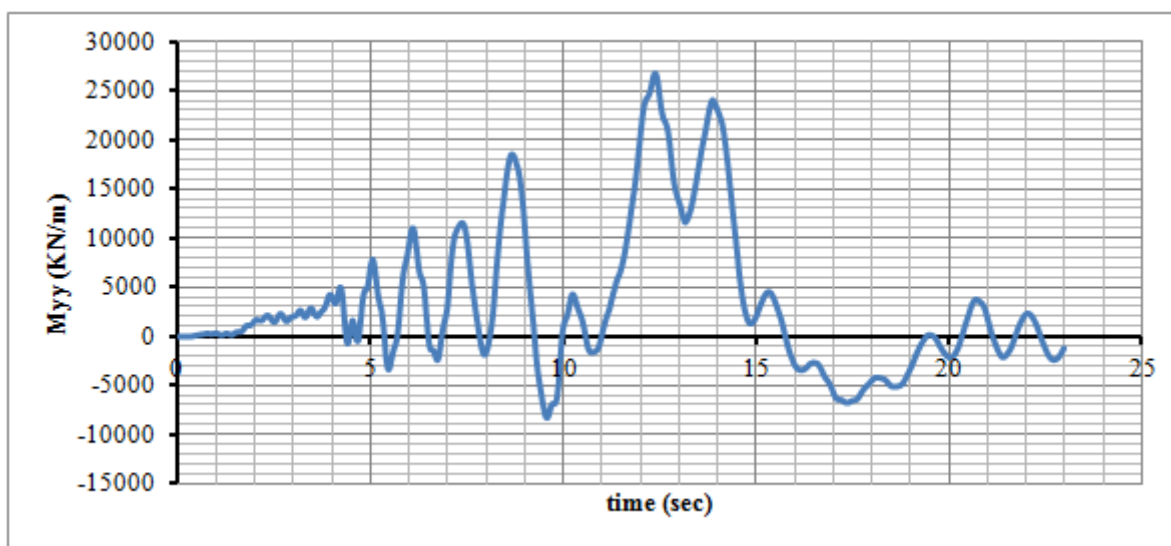
Διάγραμμα 5.61: LOMAP_AND_Outcrop



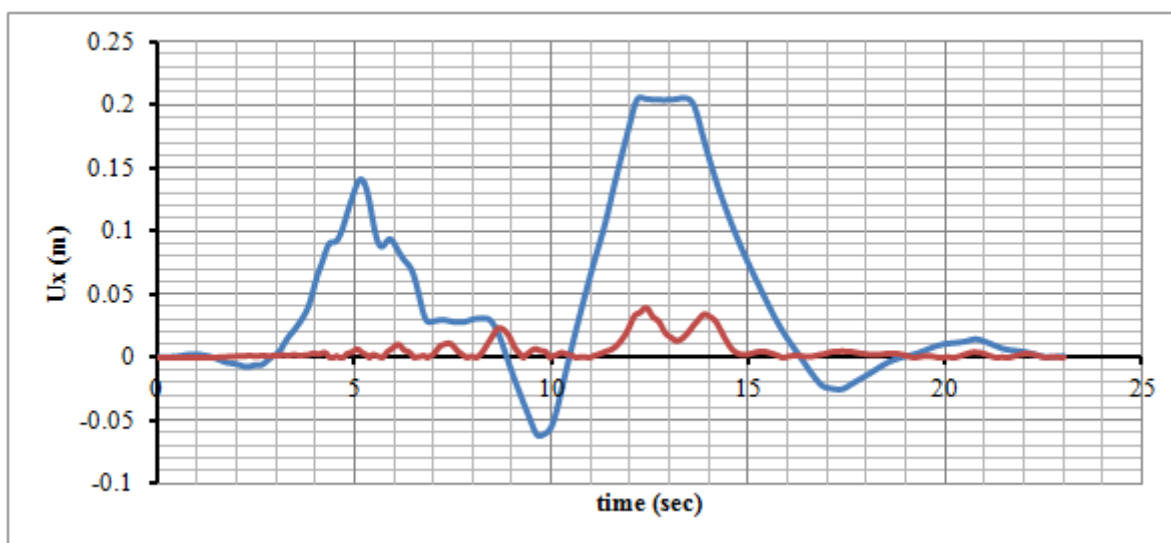
Διάγραμμα 5.62: LOMAP_AND_Surface



Διάγραμμα 5.63: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

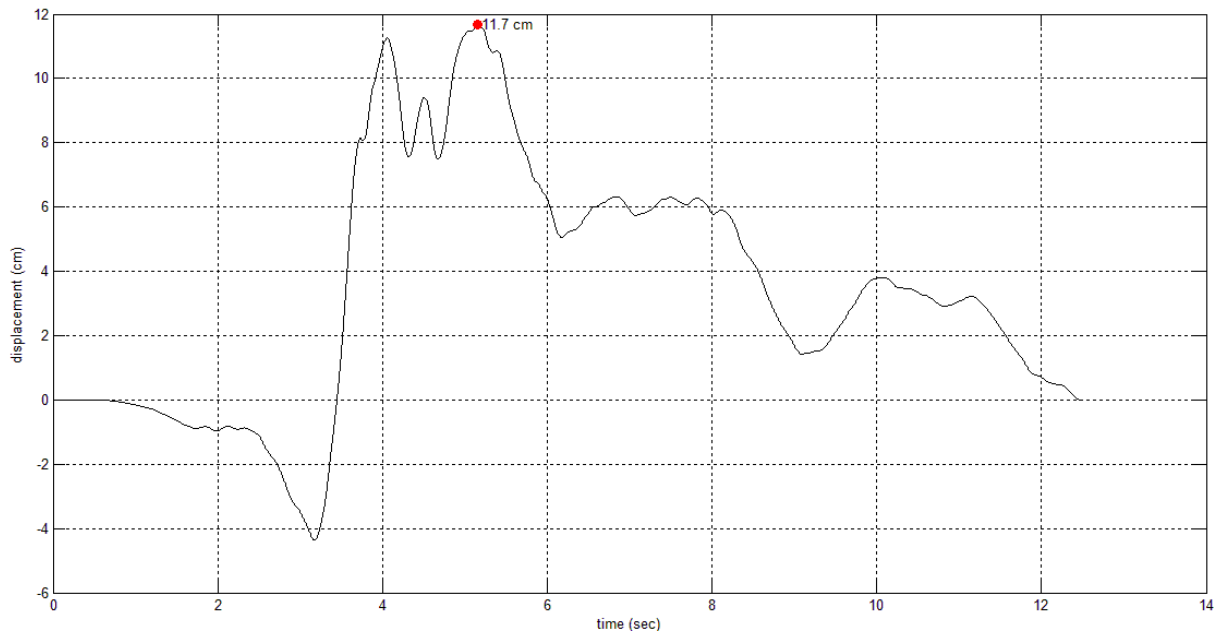


Διάγραμμα 5.64: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

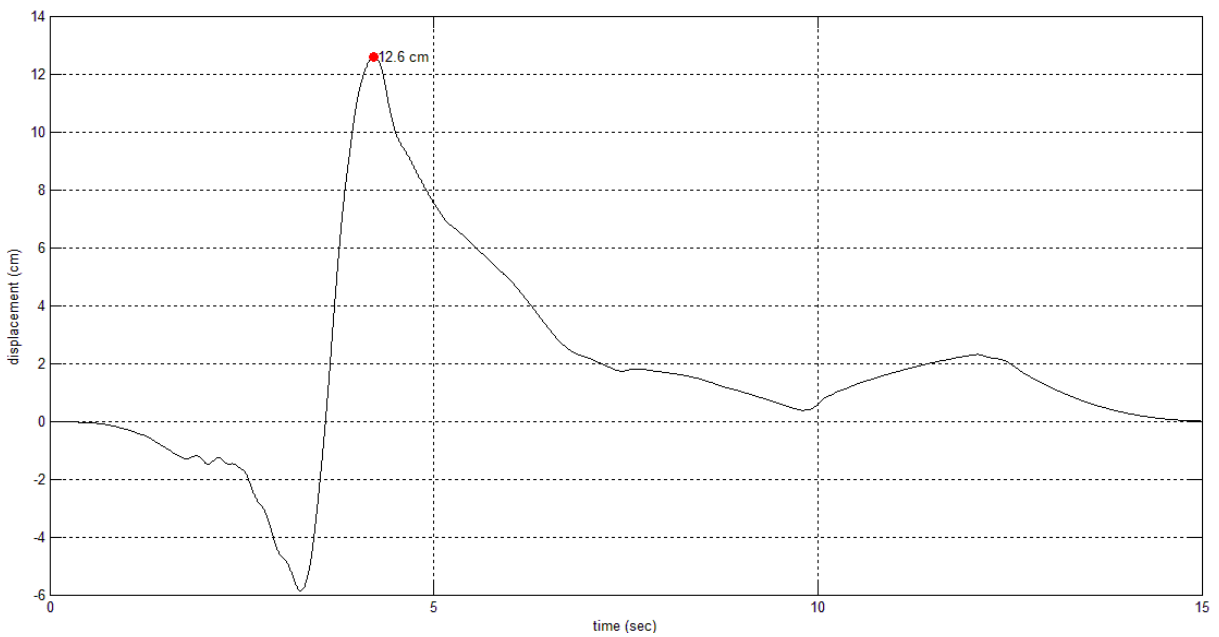


Διάγραμμα 5.65: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

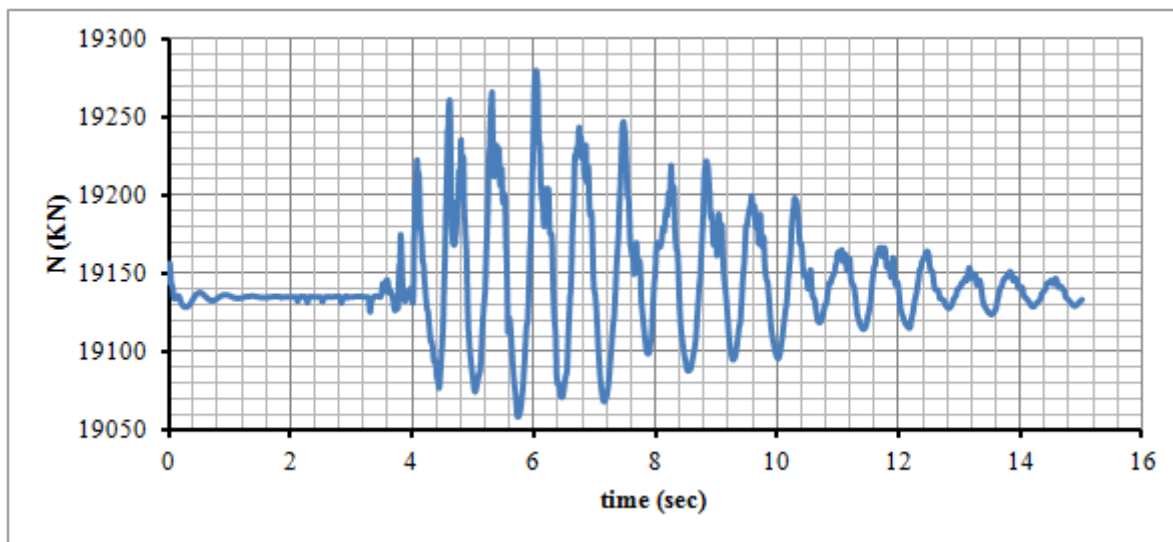
14. Χρονοϊστορία LOMAP_GIL_BaselineCorrected:



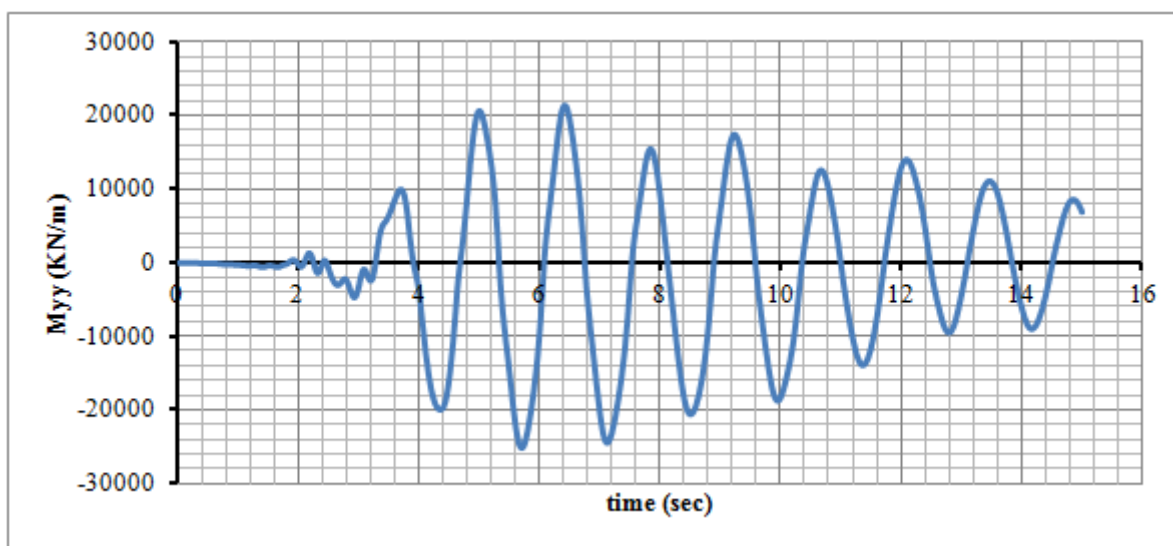
Διάγραμμα 5.66: LOMAP_GIL_Outcrop



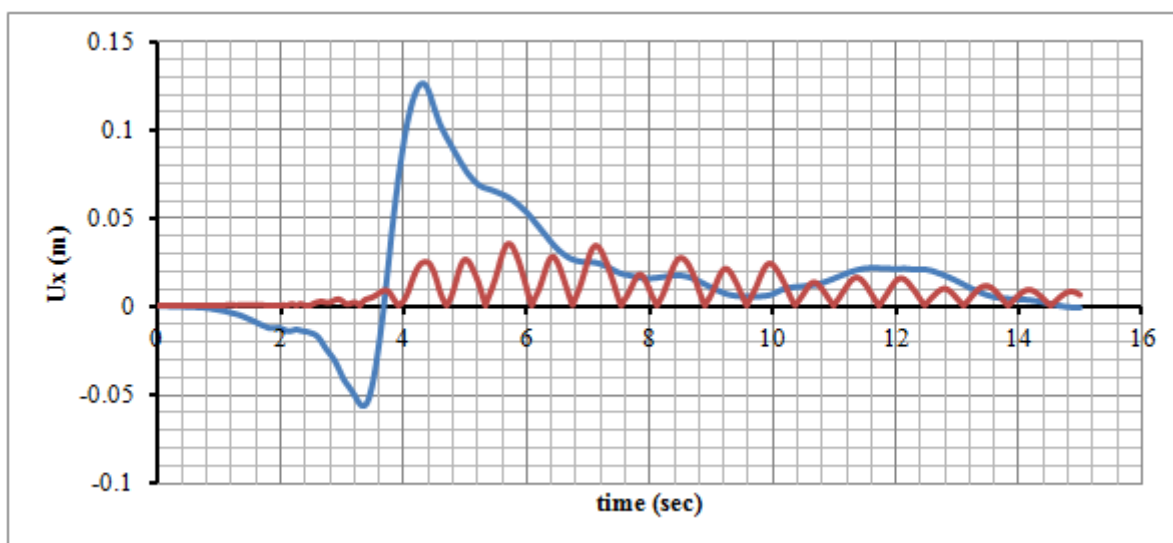
Διάγραμμα 5.67: LOMAP_GIL_Surface



Διάγραμμα 5.68: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου



Διάγραμμα 5.69: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)



Διάγραμμα 5.70: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

Πίνακας 5.6: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων Baseline Corrected χρονοϊστοριών μετακινήσεων

a/a	Χρονοϊστορία	$\max M_{yy}$ (KNm)	Μέγιστη διαφορική οριζόντια μετακίνηση μεταξύ βάθρου και ακροβάθρων, $\max \Delta_x$ (cm)	Χρονική στιγμή μέγιστης διαφορικής μετακίνησης εδάφους-κατασκευής (sec)	Μέγιστη σχετική μετακίνηση βάθρου, $\Delta u_{x,dif}$ (cm)	Χρονική στιγμή μέγιστης σχετικής μετακίνησης βάθρου (sec)
1	ITALY_BAG	24065	11.09	9.20/23	3.38	9.28
2	ITALY_VLT	4535	3.03	15.88/40	0.37	24.5
3	KOBE_AMA	34915	54.75	18.94/35	36.32	19.72
4	KOBE_KAK	35015	66.36	6.14/23	51.90	6.28
5	KOBE_TDO	18420	19.87	10.53/29	2.29	11.06
6	LOMAP_AND	26765	21.08	12.20/23	3.90	12.39
7	LOMAP_GIL	25240	6.51	3.65/15	3.58	5.71

Παρατηρήσεις:

- 1) Ο μέσος όρος των μέγιστων διαφορικών μετακινήσεων μεταξύ βάθρου και ακροβάθρων, δηλαδή της σχετικής μετακίνησης μεταξύ εδάφους και κατασκευής ισούται με:

$$\Delta_{x,average} = \frac{11.09 + 3.03 + 54.75 + 66.36 + 19.87 + 21.08 + 6.51}{7} = 26.10 \text{ cm}$$

- 2) Το βάθρο συμπεριφέρεται ελαστικά για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις, εκτός από την KOBE_AMA, όπου το βάθρο εισάγεται στην διαρροή την χρονική στιγμή 10.67 sec, όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 5.49: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας) και την KOBE_KAK, όπου το βάθρο εισάγεται στην διαρροή την χρονική στιγμή 4.17sec, όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 5.54: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας).

Ακολουθεί συγκριτικός πίνακας μεταξύ των μετακινήσεων εδάφους, όπως αυτές υπολογίστηκαν από την γεωτεχνική ομάδα και των διαφορικών μετακινήσεων μεταξύ εδάφους και κατασκευής, όπως αυτές υπολογίστηκαν στην παρούσα εργασία. Στους υπολογισμούς έχει ληφθεί υπόψη η ζώνη βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης.

Πίνακας 5.7: Συγκριτικός πίνακας μετακινήσεων εδάφους συμπεριλαμβανομένων των KOBE_AMA και KOBE_KAK

a/a	Χρονοϊστορία	Σχετική μετακίνηση εδάφους με ζώνη βελτίωσης (cm)	Διαφορική μετακίνηση εδάφους-κατασκευής / Matlab output (cm)	Ποσοστιαία διαφορά	Διαφορική μετακίνηση εδάφους-κατασκευής / Baseline Corrected (cm)	Ποσοστιαία διαφορά
1	ITALY_BAG	10.49	11.30	+7.17%	11.09	+5.72%
2	ITALY_VLT	3.20	17.9	+459.0%	3.03	-5.31%
3	KOBE_AMA	55.02	88.3	+60.48%	54.75	-0.49%
4	KOBE_KAK	67.47	718	+964.18%	66.36	-1.65%
5	KOBE_TDO	20.0	27.8	39.0%	19.87	-0.65%
6	LOMAP_AND	22.17	17.8	-19.71%	21.08	-4.92%
7	LOMAP_GIL	4.99	7.8	56.1%	6.51	+30.46%
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ		26.19	126.98	+384.84%	26.10	-0.34%

Παρατηρούμε ότι οι δύο διεγέρσεις του KOBE, οι KOBE_AMA και KOBE_KAK, επιβάλλουν τεράστιες μετακινήσεις στην κατασκευή. Ακόμα και στην περίπτωση που οι καταγραφές έχουν διορθωθεί (baseline correction) οι μετακινήσεις αυτών των χρονοϊστοριών είναι σχεδόν τετραπλάσιες από τον μέσο όρο των μετακινήσεων των υπόλοιπων χρονοϊστοριών. Γι' αυτόν τον λόγο εξάγουμε σε δεύτερη φάση τον πίνακα 5.6 χωρίς τις χρονοϊστορίες KOBE_AMA και KOBE_KAK.

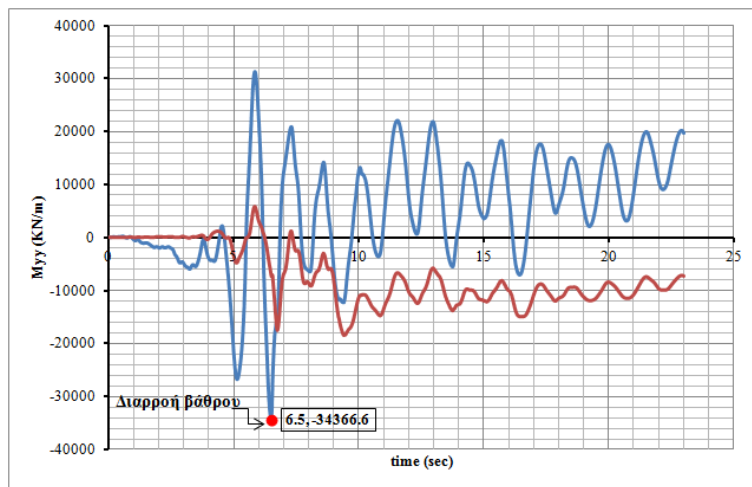
Πίνακας 5.8: Συγκριτικός πίνακας μετακινήσεων εδάφους χωρίς τις καταγραφές KOBE_AMA και KOBE_KAK

α/α	Χρονοϊστορία	Σχετική μετακίνηση εδάφους με ζώνη βελτίωσης (cm)	Διαφορική μετακίνηση εδάφους-κατασκευής / Matlab output (cm)	Ποσοστιαία διαφορά	Διαφορική μετακίνηση εδάφους-κατασκευής / Baseline Corrected (cm)	Ποσοστιαία διαφορά
1	ITALY_BAG	10.49	11.30	+7.17%	11.09	+5.72%
2	ITALY_VLT	3.20	17.9	+459.0%	3.03	-5.31%
3	KOBE_TDO	20.0	27.8	39.0%	19.87	-0.65%
4	LOMAP_AND	22.17	17.8	-19.71%	21.08	-4.92%
5	LOMAP_GIL	4.99	7.8	56.1%	6.51	+30.46%
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ		12.17	16.52	+35.74%	12.32	+1.23%

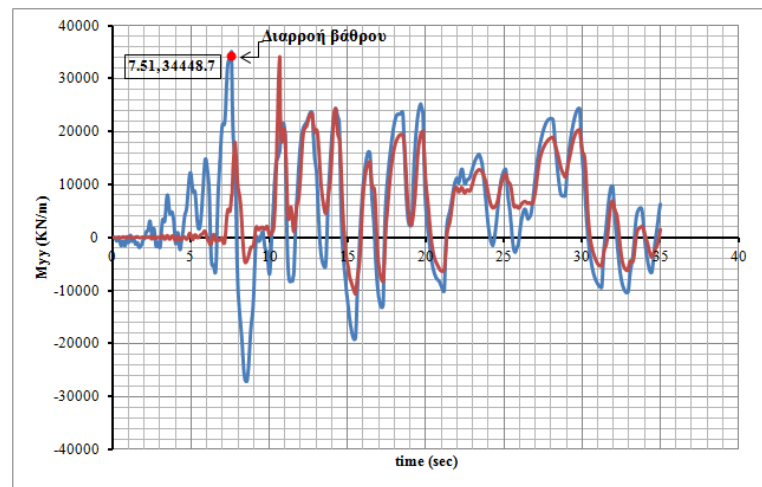
Για τις διορθωμένες χρονοϊστορίες παρατηρούμε ότι αγνοώντας τους δύο πρώτους σεισμούς του KOBE, από τα 26cm διαφορικής μετακίνησης μεταξύ εδάφους κατασκευής πέφτουμε στα 12cm. Καταγράφεται δηλαδή μία μείωση των διαφορικών μετακινήσεων εδάφους-κατασκευής μεγαλύτερη από το 50% της αρχικής διαφορικής μετακίνησης του Πίνακα 5.6.

5.2.3. Αναλύσεις για αυξημένες κατά 200% χρονοϊστορίες μετακινήσεων με διόρθωση βάσης (Baseline Corrected Time Histories), $iGMfact = 3$

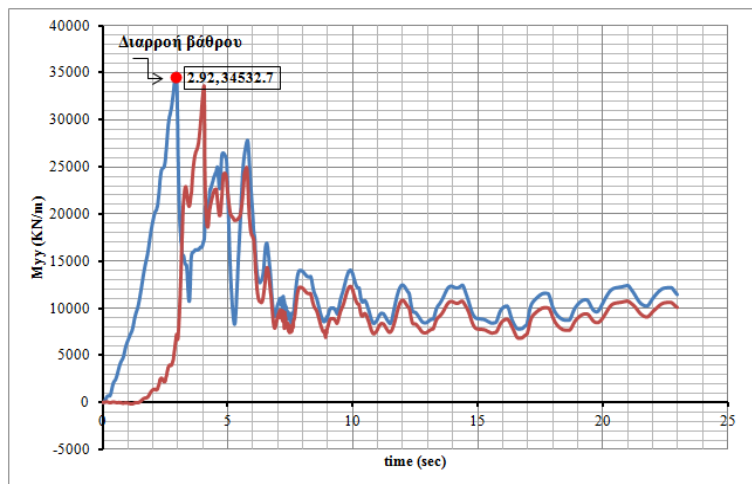
Εκτός των δύο χρονοϊστοριών του KOBE, KOBE_AMA και KOBE_KAK, η γέφυρα αποκρίνεται ελαστικά υπό τις επιλεγμένες σεισμικές διεγέρσεις. Γι' αυτόν τον λόγο, διπλασιάζουμε το μέγεθος των σεισμών, αναμένοντας την εισαγωγή του βάθρου στην πλαστική περιοχή για περισσότερες διεγέρσεις. Όμως, καθώς το βάθρο είναι υπερδιαστασιολογημένο κυρίως λόγω απαιτήσεων ελάχιστου οπλισμού, παρά τον διπλασιασμό της σεισμικής διέγερσης, ακόμα δύο σεισμοί, οι ITALY_BAG και LOMAP_AND, οδηγούν το βάθρο οριακά στην διαρροή. Τελικά, τριπλασιάζουμε τις διεγέρσεις, θέλοντας να διερευνήσουμε σε τι κατάσταση θα βρίσκεται η γέφυρα, έχοντας αποκτήσει παραμένουσες παραμορφώσεις μετά το πέρας των σεισμών και καθιζήσεις/στροφές του βάθρου λόγω ρευστοποίησης.



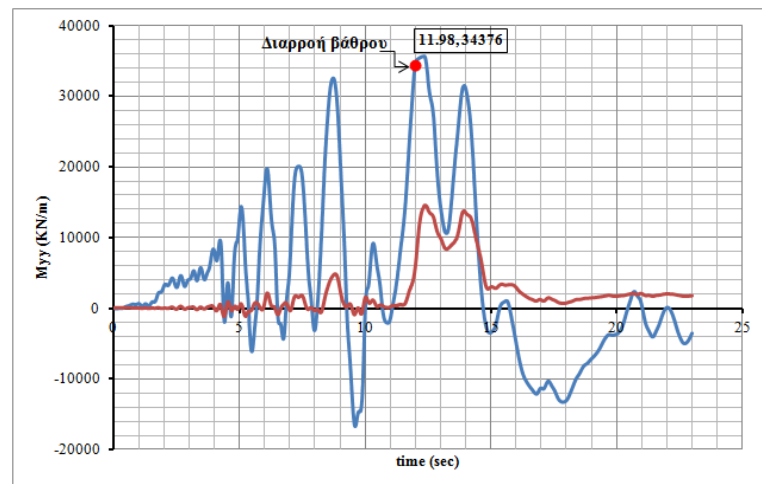
Διάγραμμα 5.71 : Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου για τον διπλάσιο του σεισμού ITALY_BAG



Διάγραμμα 5.72 : Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου για τον διπλάσιο του σεισμού KOBE_AMA

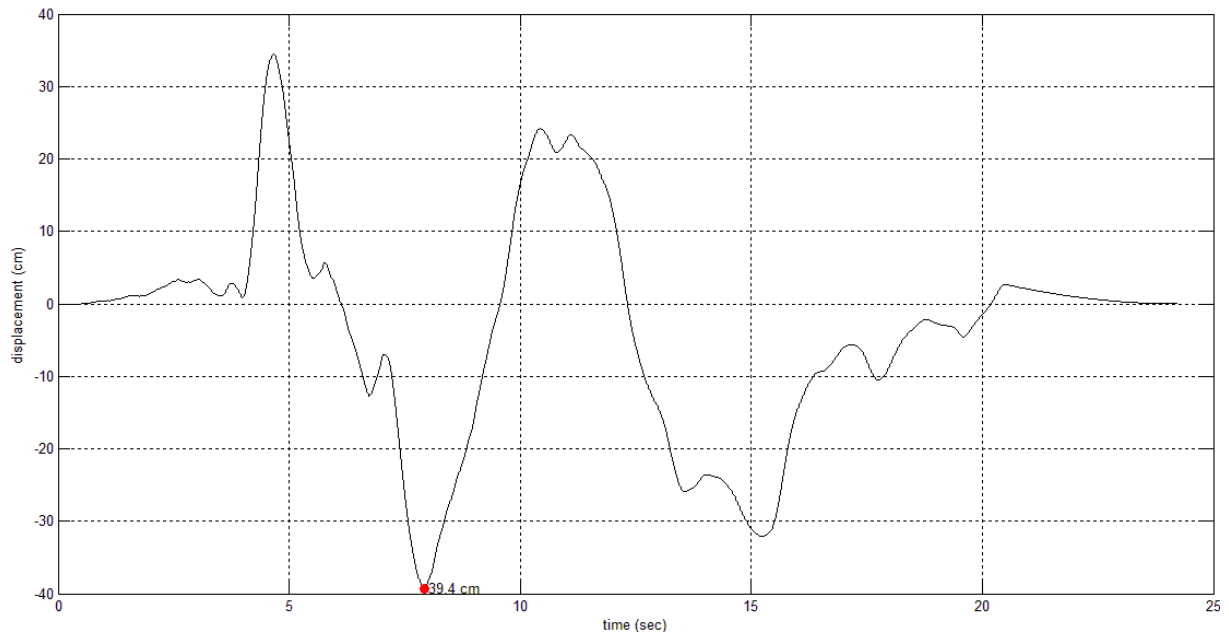


Διάγραμμα 5.73 : Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου για τον διπλάσιο του σεισμού KOBE_KAK

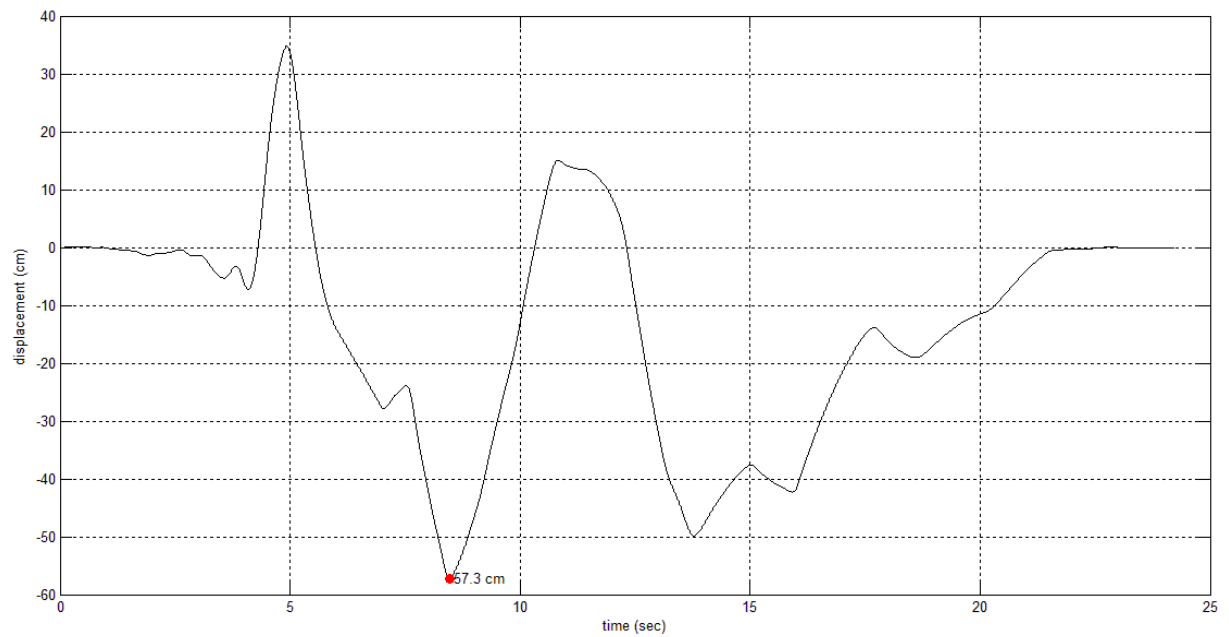


Διάγραμμα 5.74 : Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου για τον διπλάσιο του σεισμού LOMAP_AND

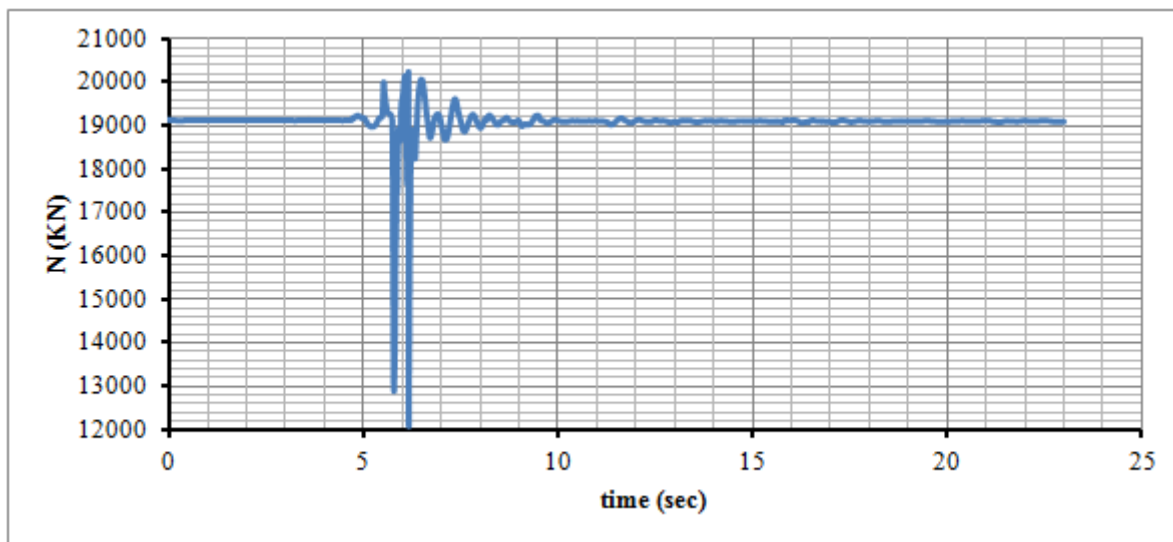
15. Χρονοϊστορία ITALY_BAG_BaselineCorrected x 3.0:



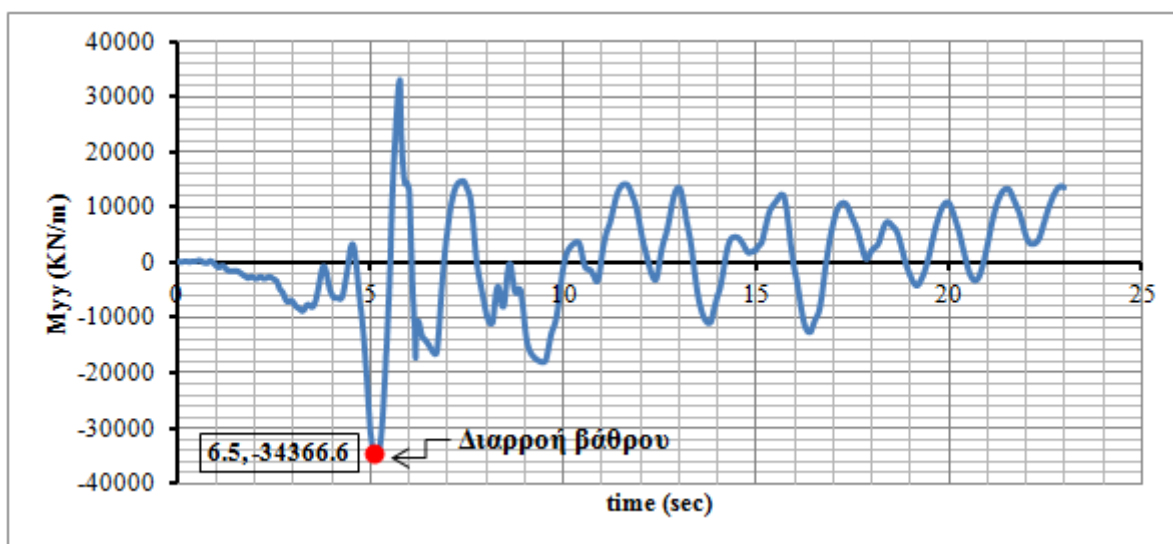
Διάγραμμα 5.75: ITALY_BAG_Outcrop



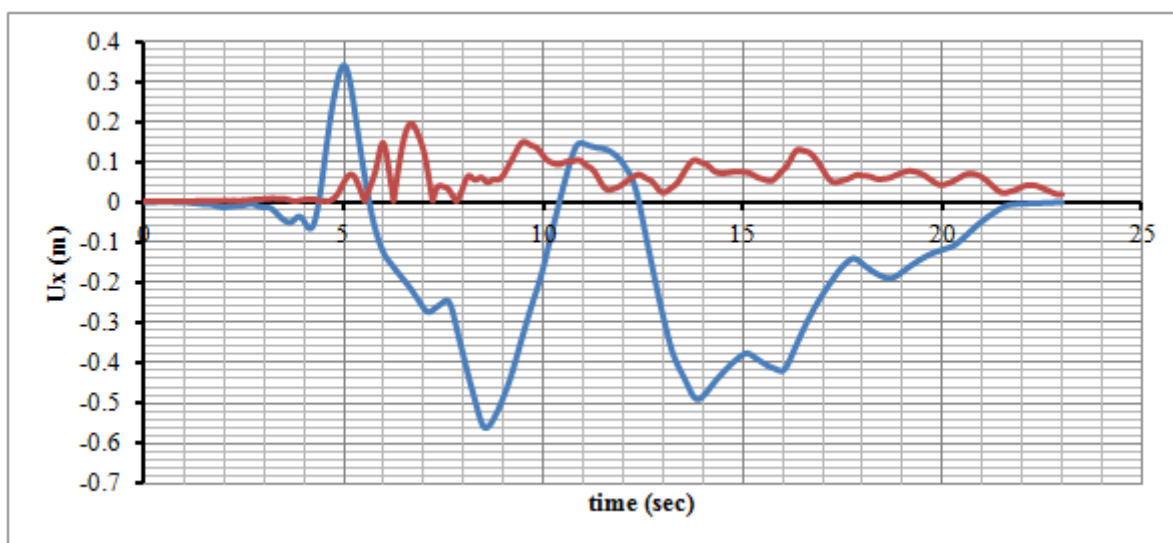
Διάγραμμα 5.76: ITALY_BAG_Surface



Διάγραμμα 5.77: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

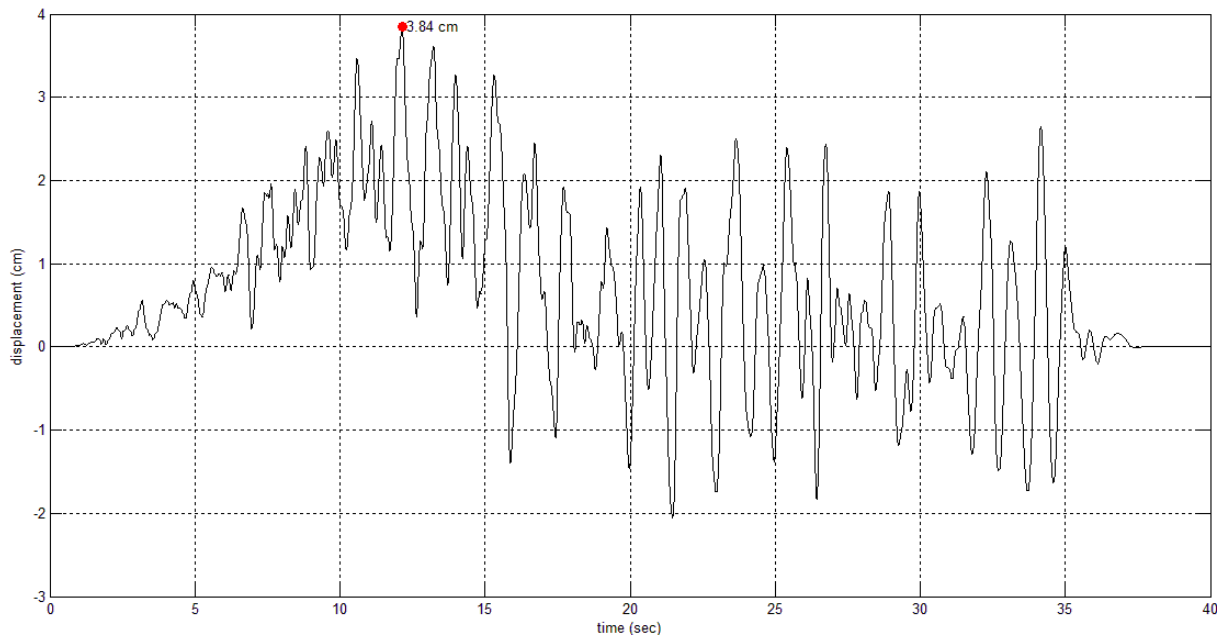


Διάγραμμα 5.78: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

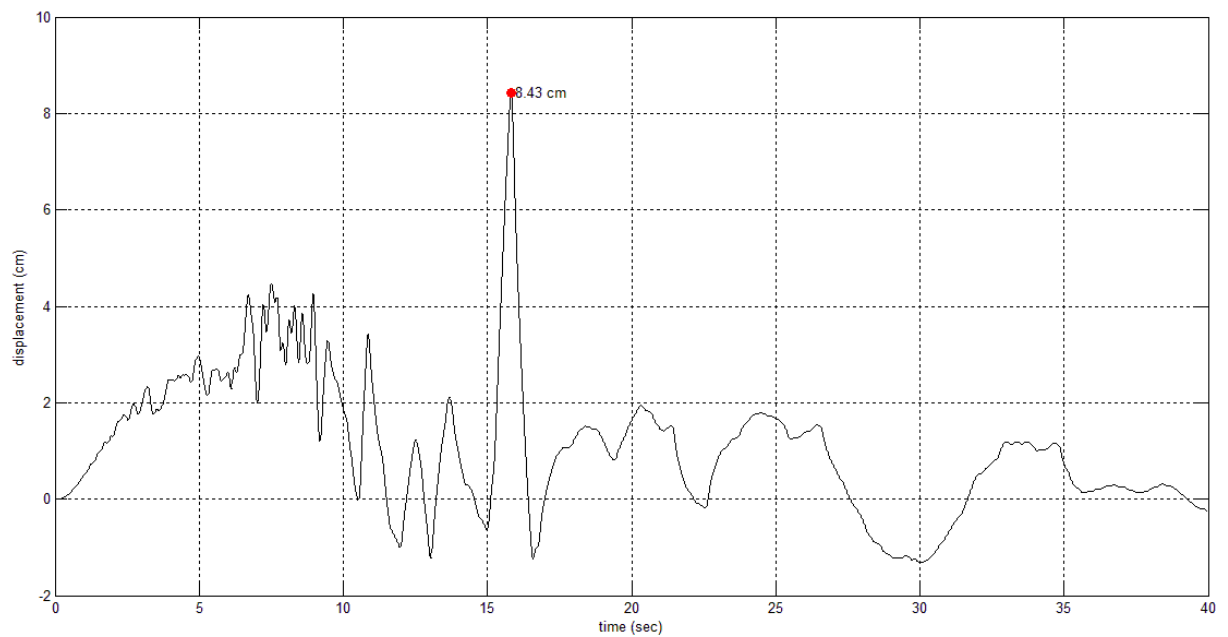


Διάγραμμα 5.79: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

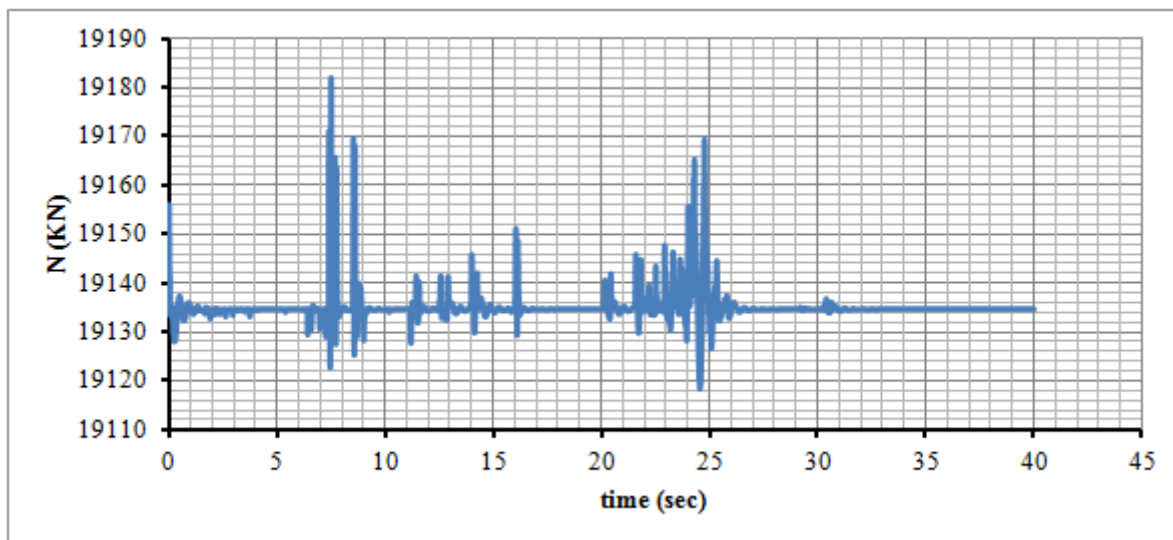
16. Χρονοϊστορία ITALY_VLT_BaselineCorrected x 3.0:



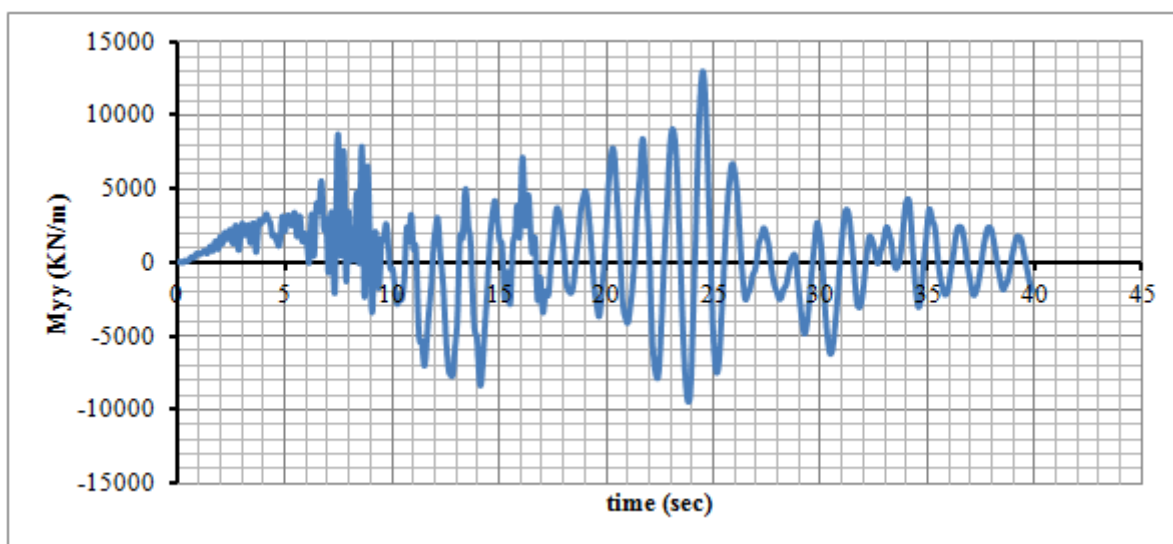
Διάγραμμα 5.80: ITALY_VLT_Outcrop



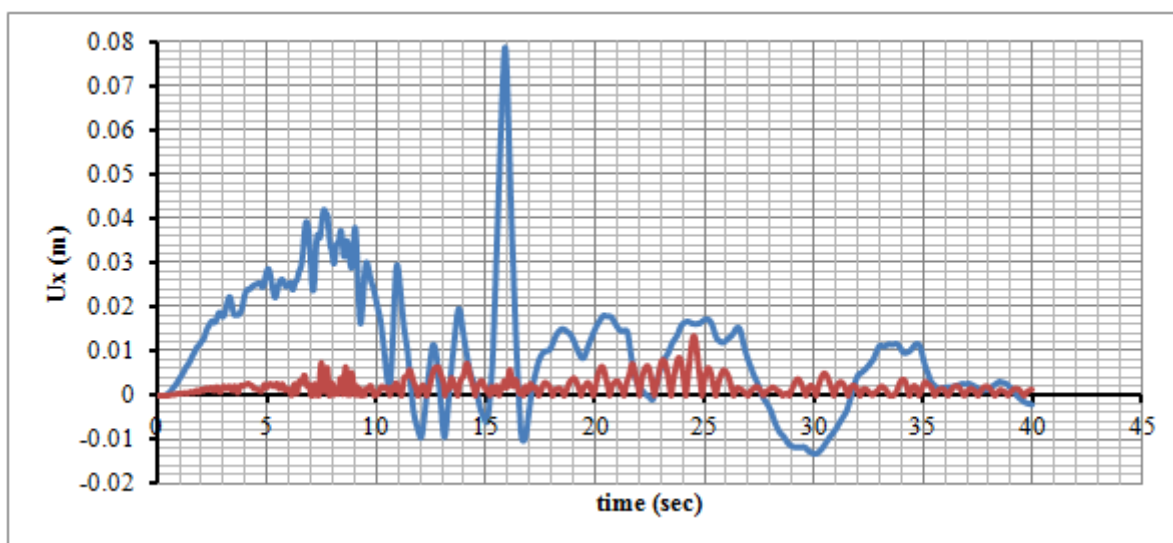
Διάγραμμα 5.81: ITALY_VLT_Surface



Διάγραμμα 5.82: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

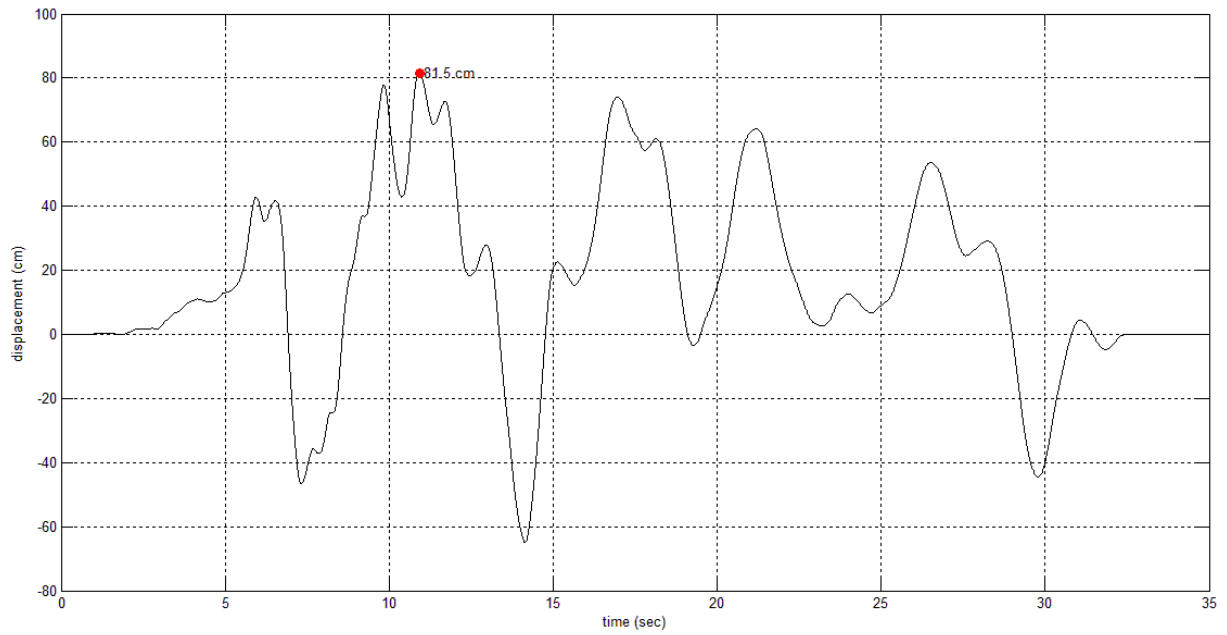


Διάγραμμα 5.83: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

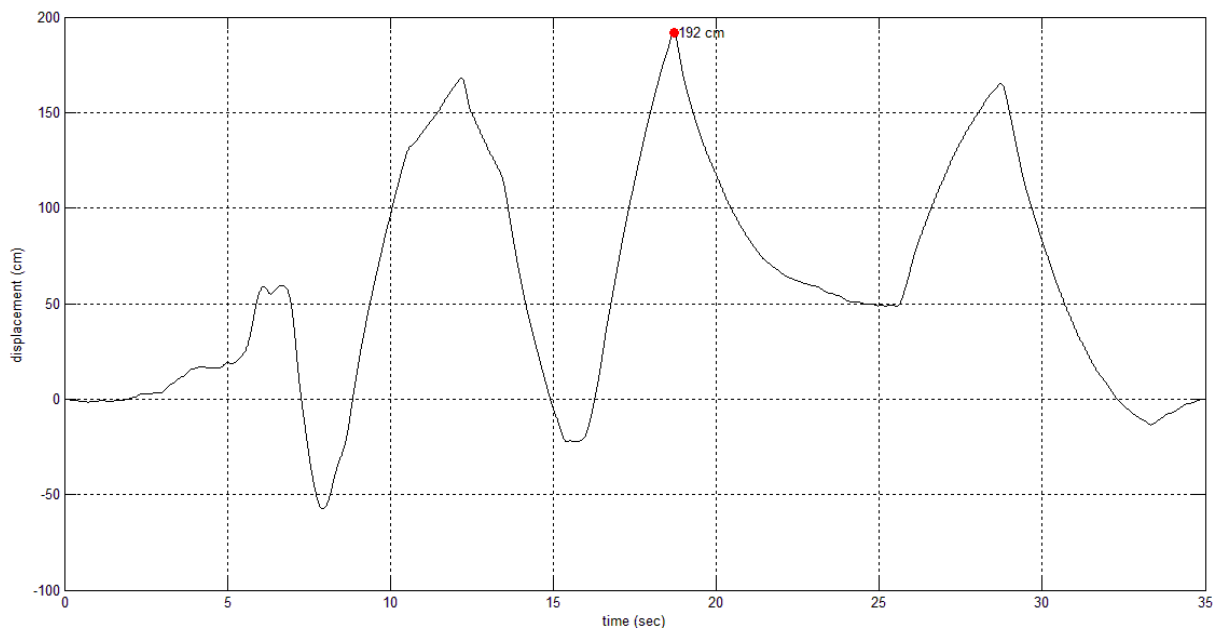


Διάγραμμα 5.84: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

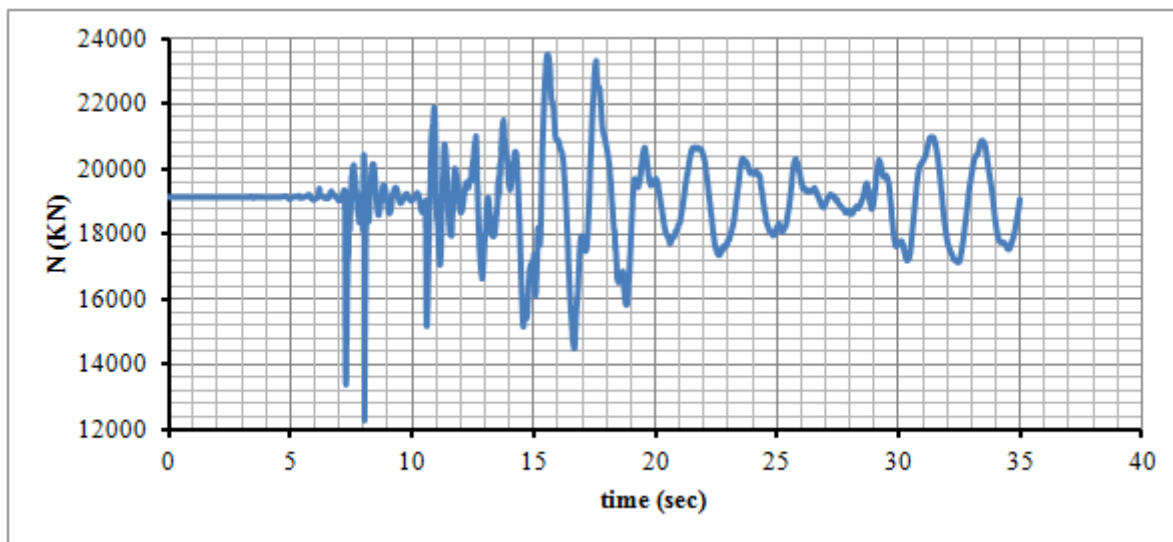
17. Χρονοϊστορία ΚΟΒΕ_ΑΜΑ_BaselineCorrected x 3.0:



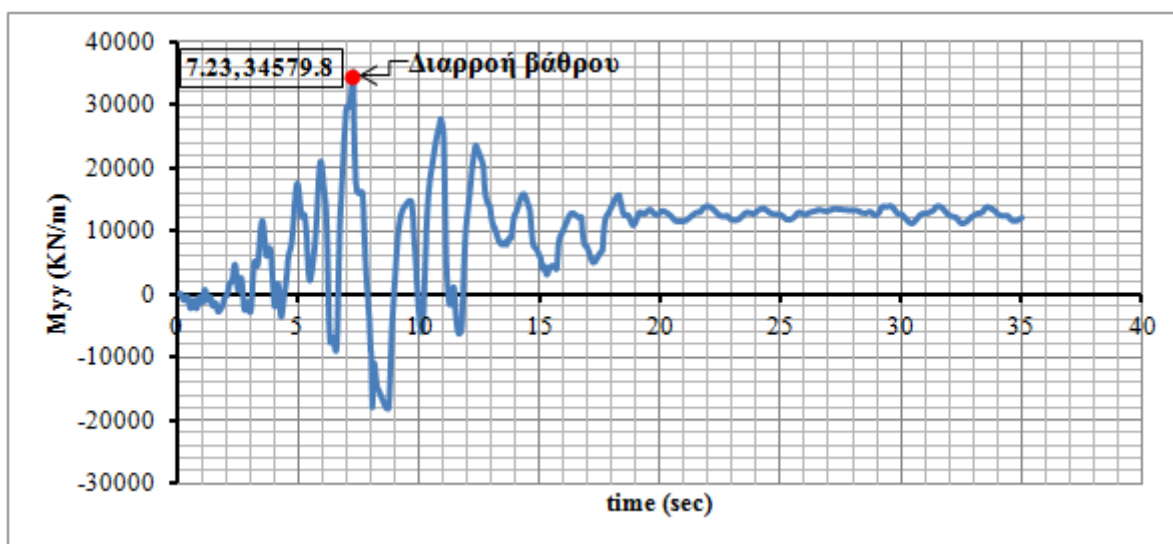
Διάγραμμα 5.85: ΚΟΒΕ_ΑΜΑ_Outcrop



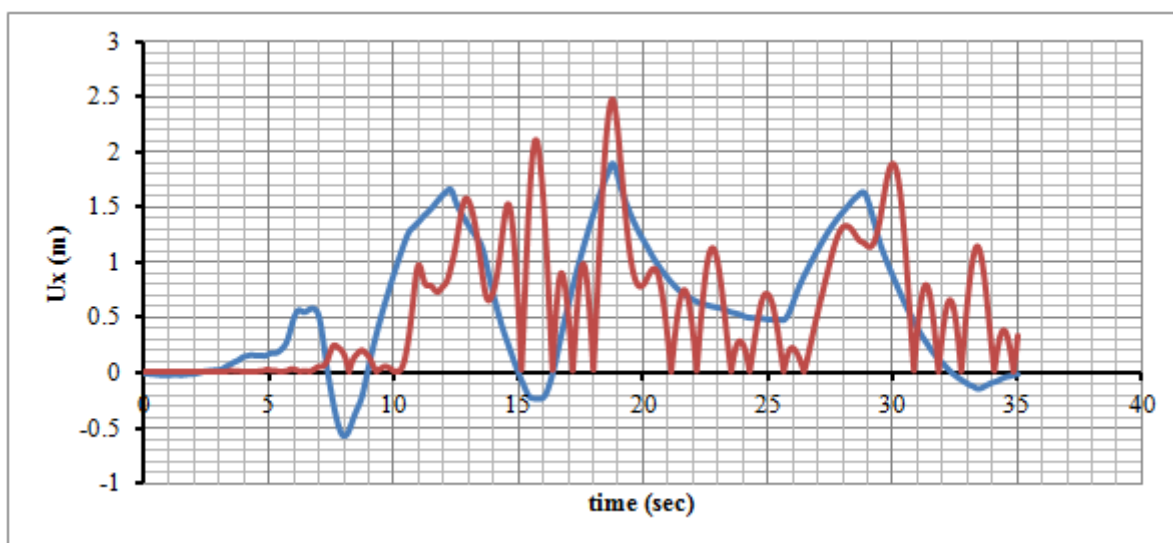
Διάγραμμα 5.86: ΚΟΒΕ_ΑΜΑ_Surface



Διάγραμμα 5.87: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

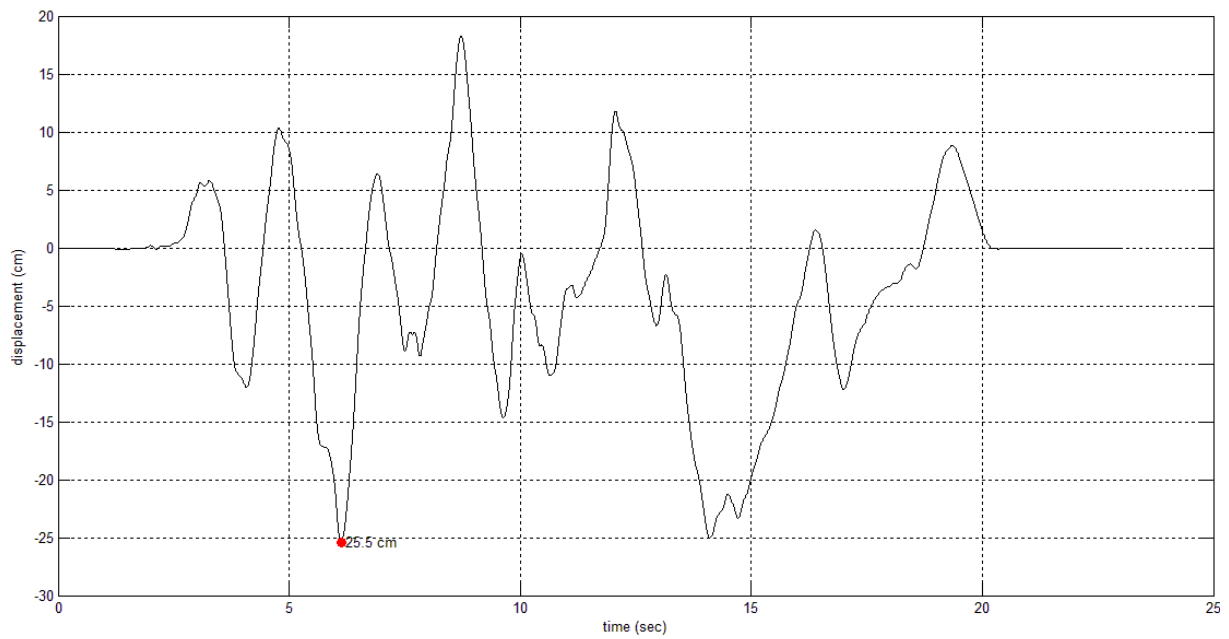


Διάγραμμα 5.88: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

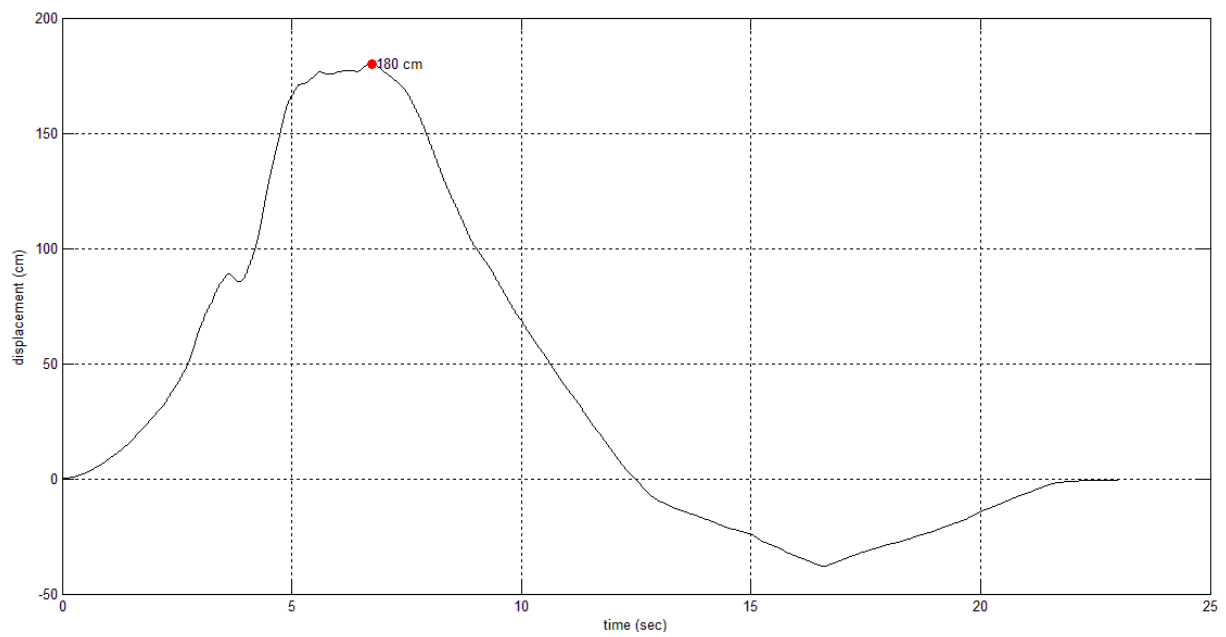


Διάγραμμα 5.89: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

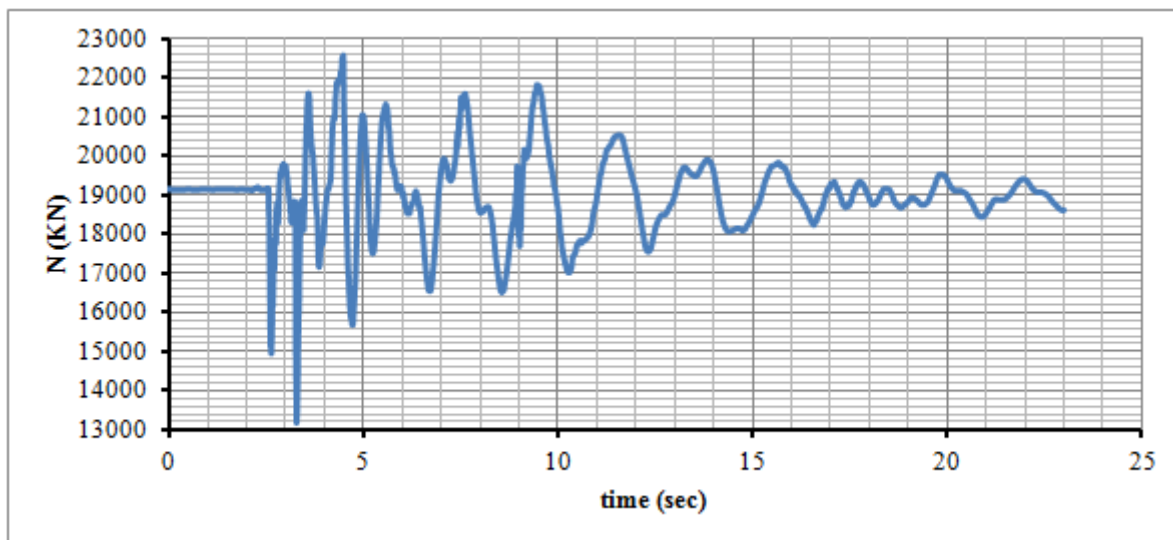
18. Χρονοϊστορία ΚΟΒΕ_ΚΑΚ_BaselineCorrected x 3.0:



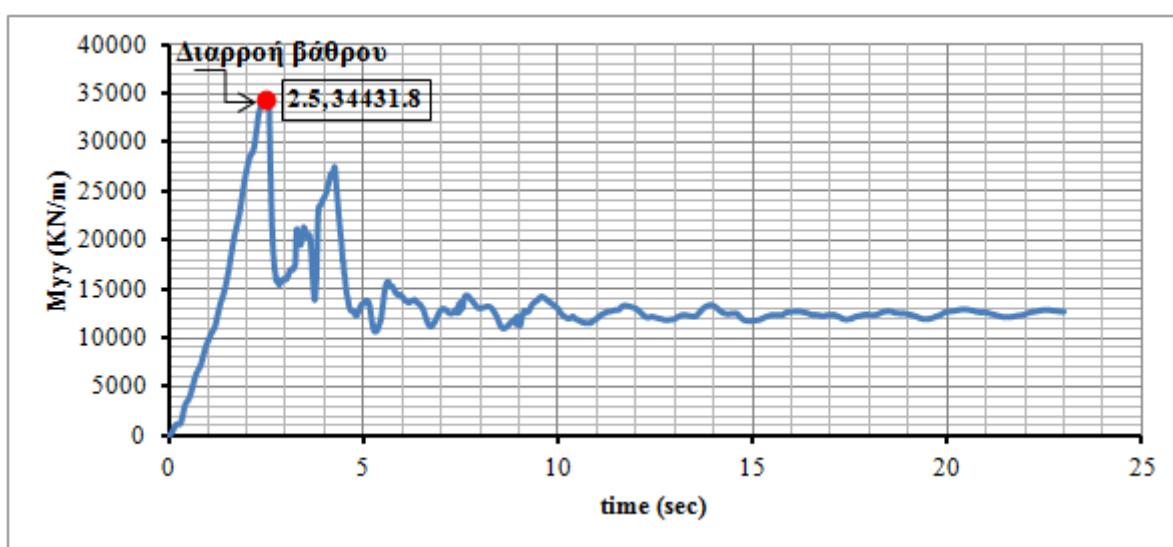
Διάγραμμα 5.90: ΚΟΒΕ_ΚΑΚ_Outcrop



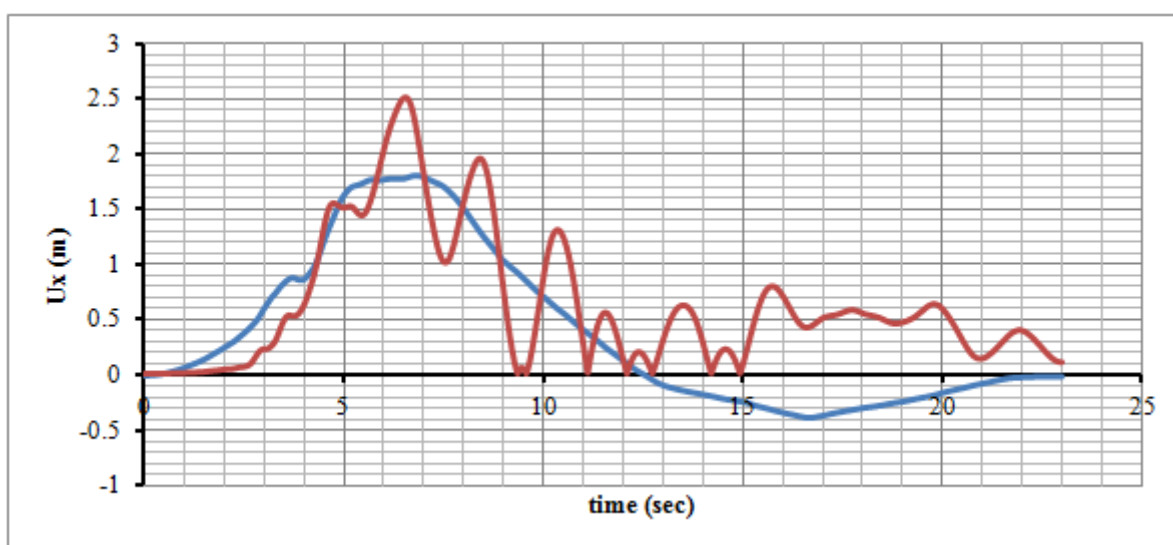
Διάγραμμα 5.91: ΚΟΒΕ_ΚΑΚ_Surface



Διάγραμμα 5.92: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

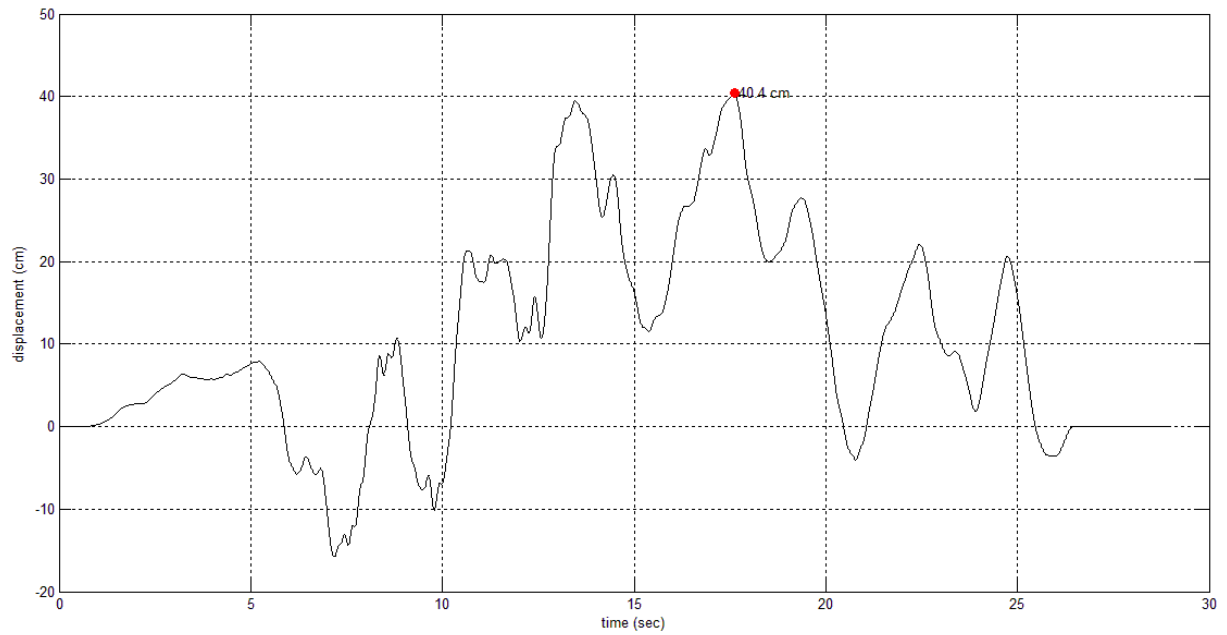


Διάγραμμα 5.93: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

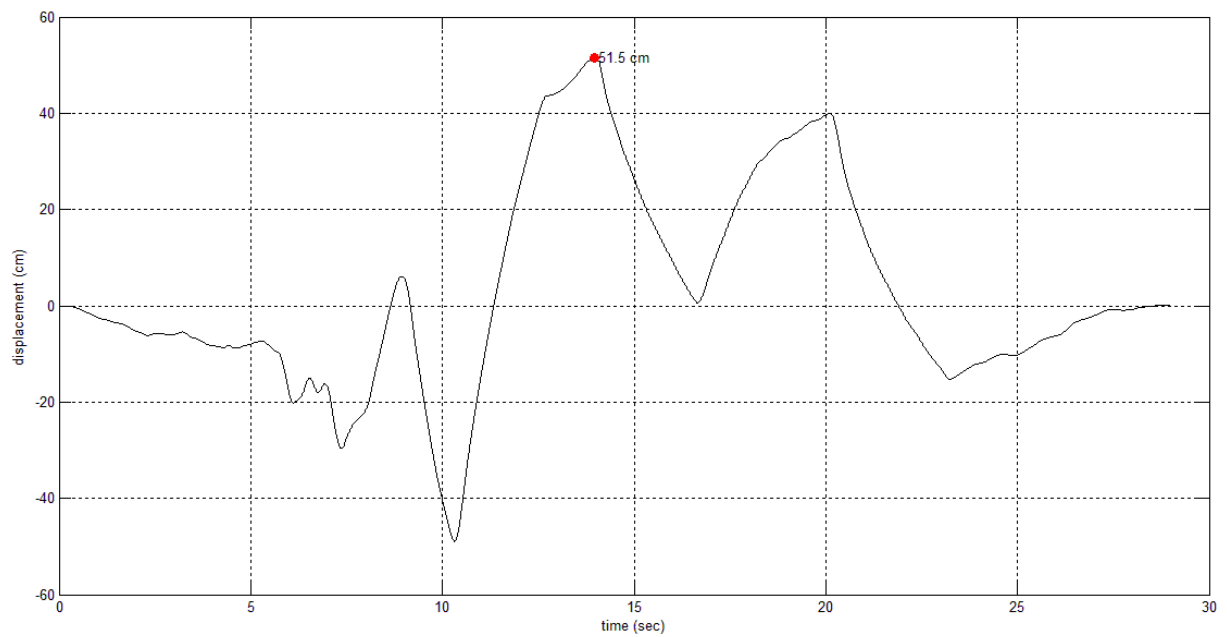


Διάγραμμα 5.94: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

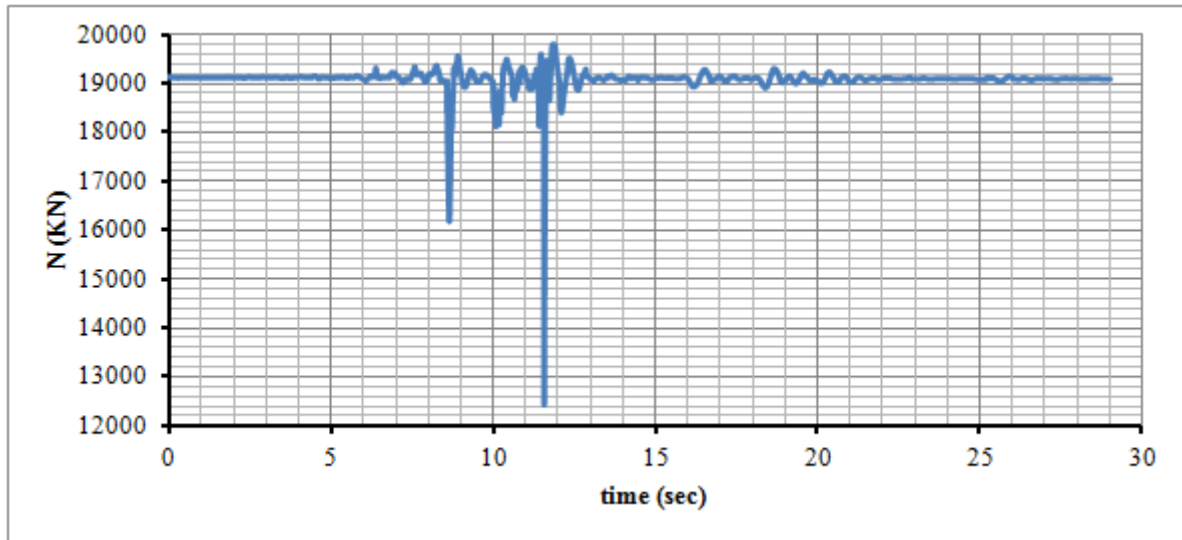
19. Χρονοϊστορία KOBE_TDO_BaselineCorrected x 3.0:



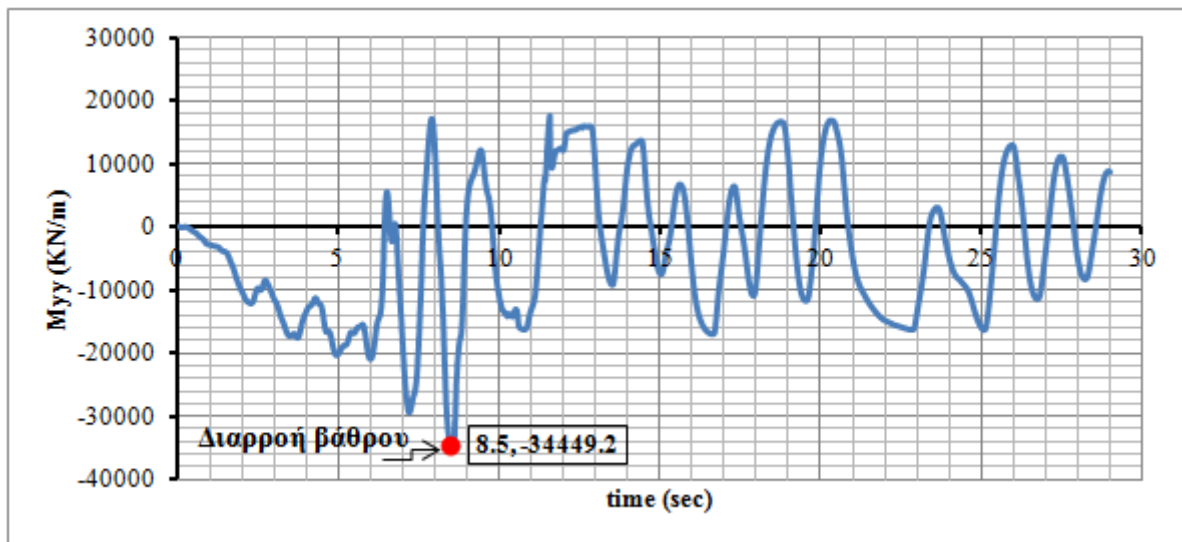
Διάγραμμα 5.95: KOBE_TDO_Outcrop



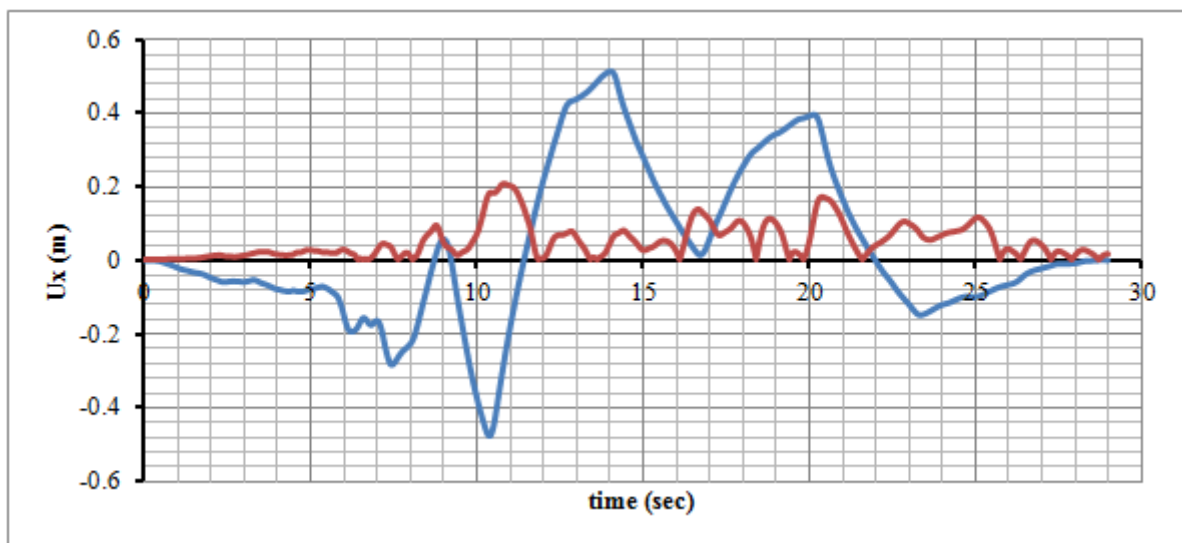
Διάγραμμα 5.96: KOBE_TDO_Surface



Διάγραμμα 5.97: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

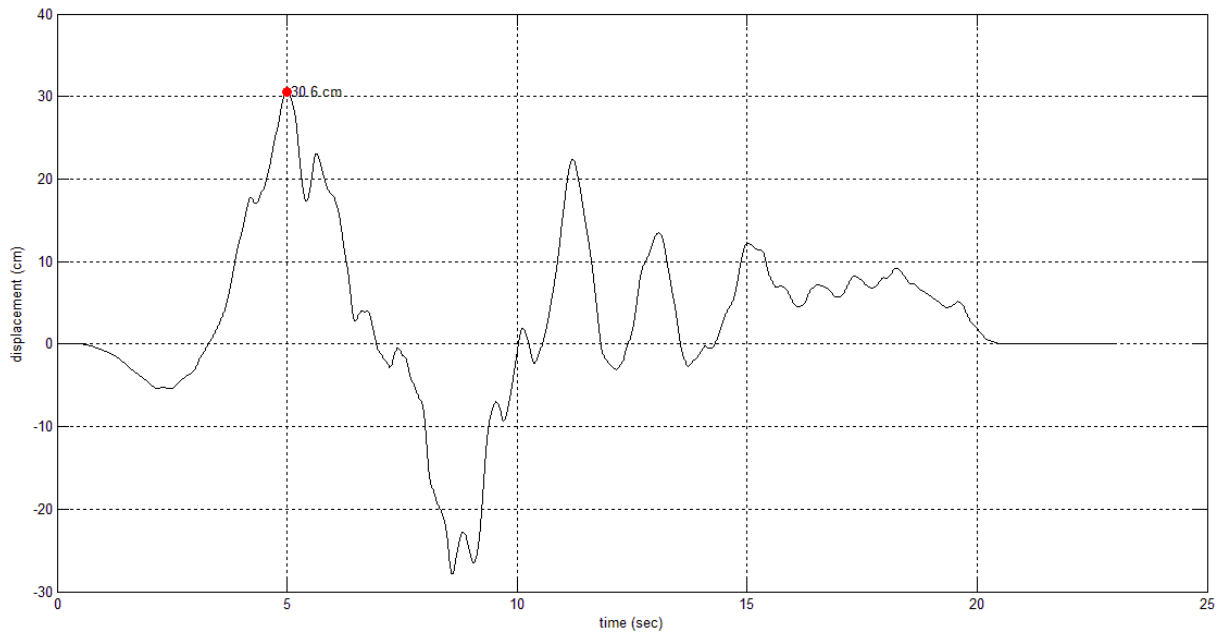


Διάγραμμα 5.98: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

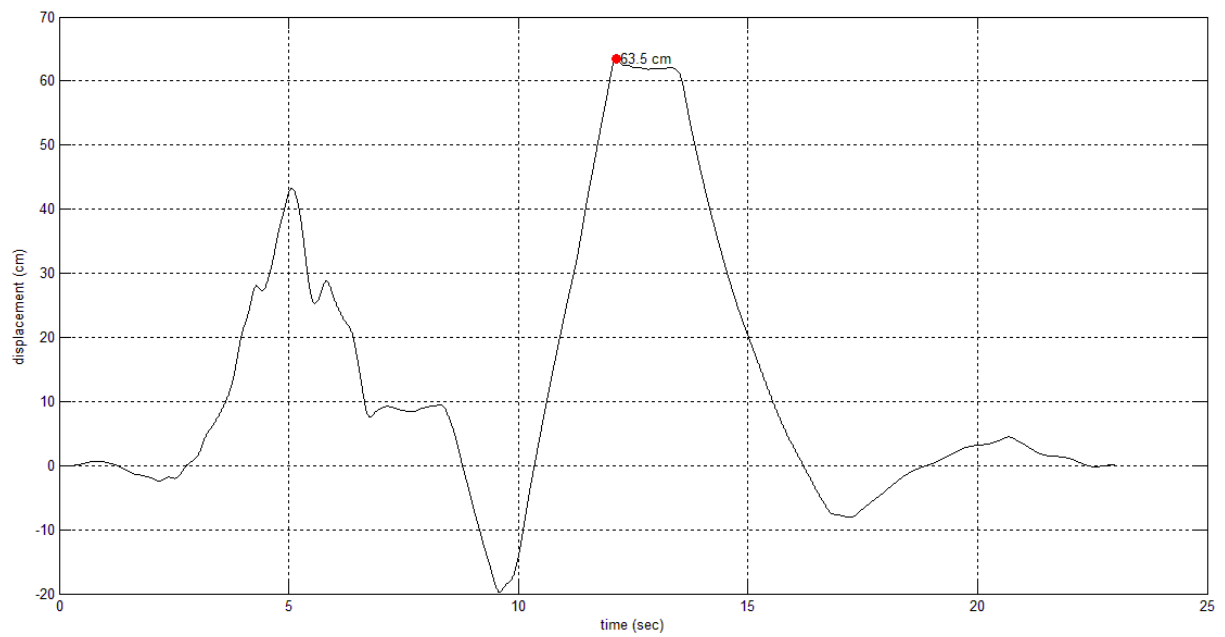


Διάγραμμα 5.99: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

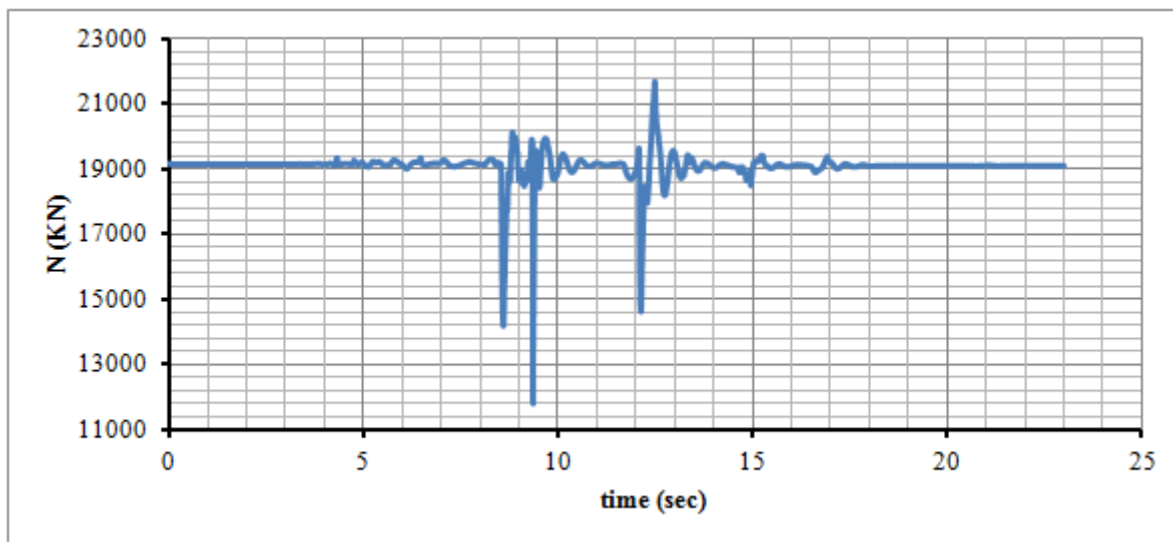
20. Χρονοϊστορία LOMAP_AND_BaselineCorrected x 3.0:



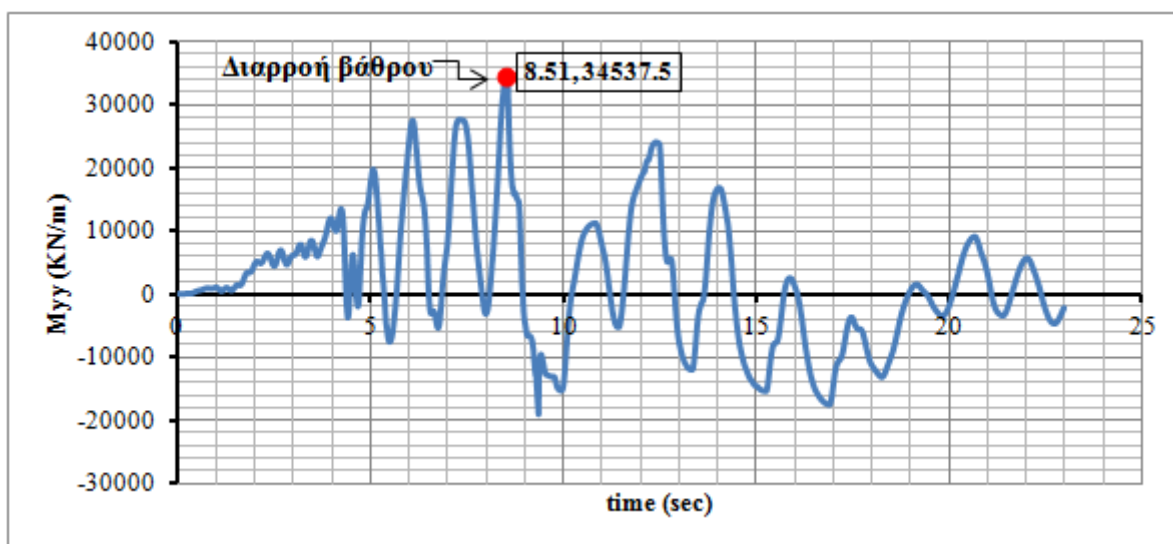
Διάγραμμα 5.100: LOMAP_AND_Outcrop



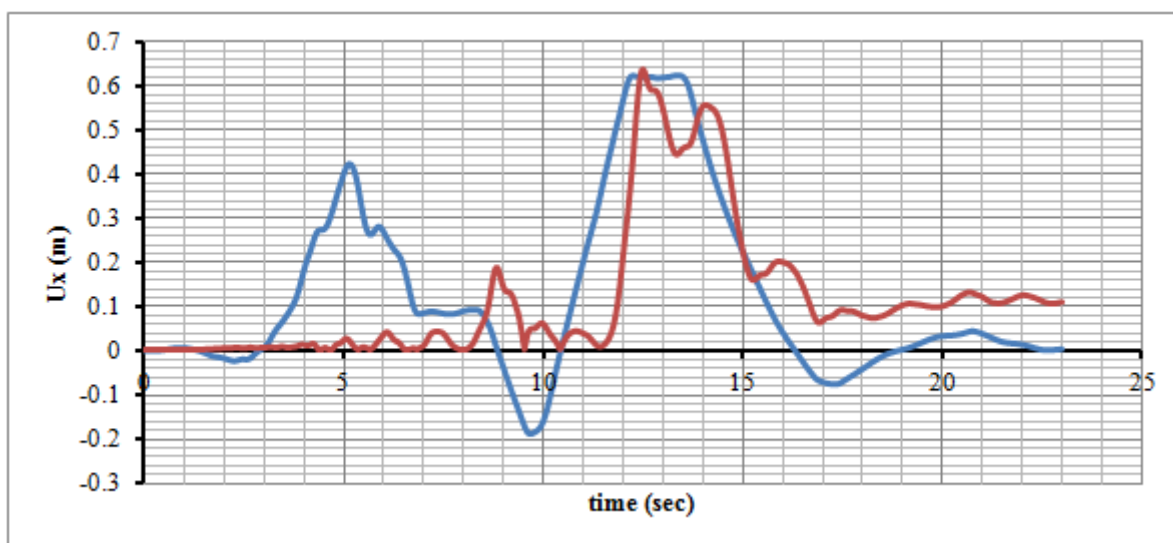
Διάγραμμα 5.101: LOMAP_AND_Surface



Διάγραμμα 5.102: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου

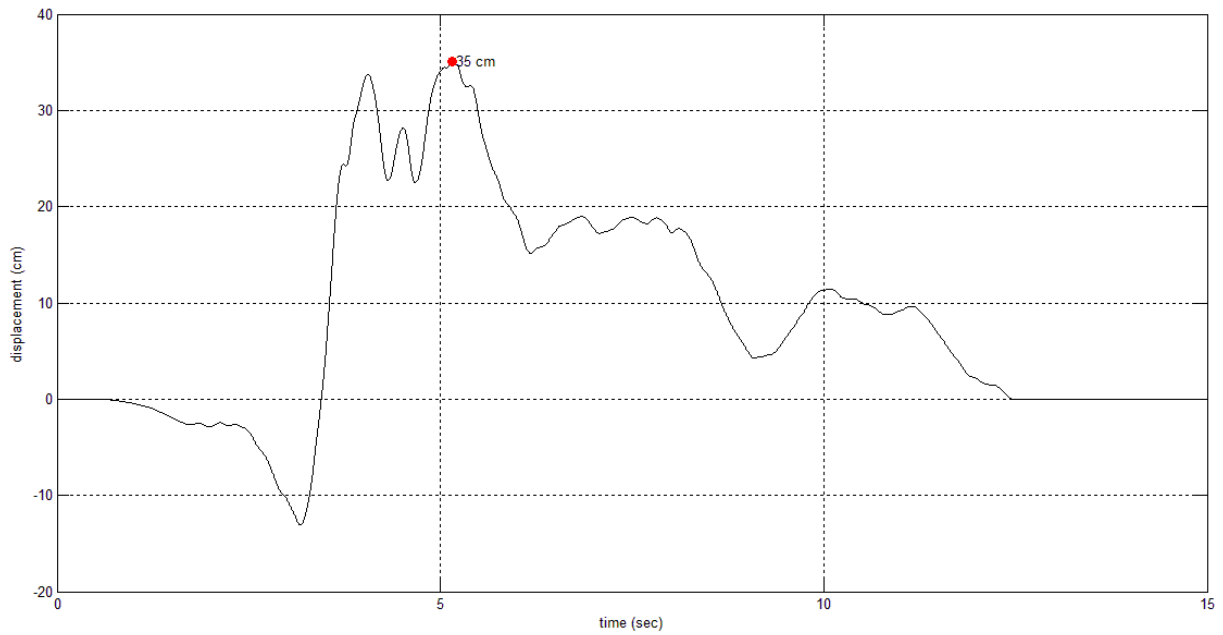


Διάγραμμα 5.103: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)

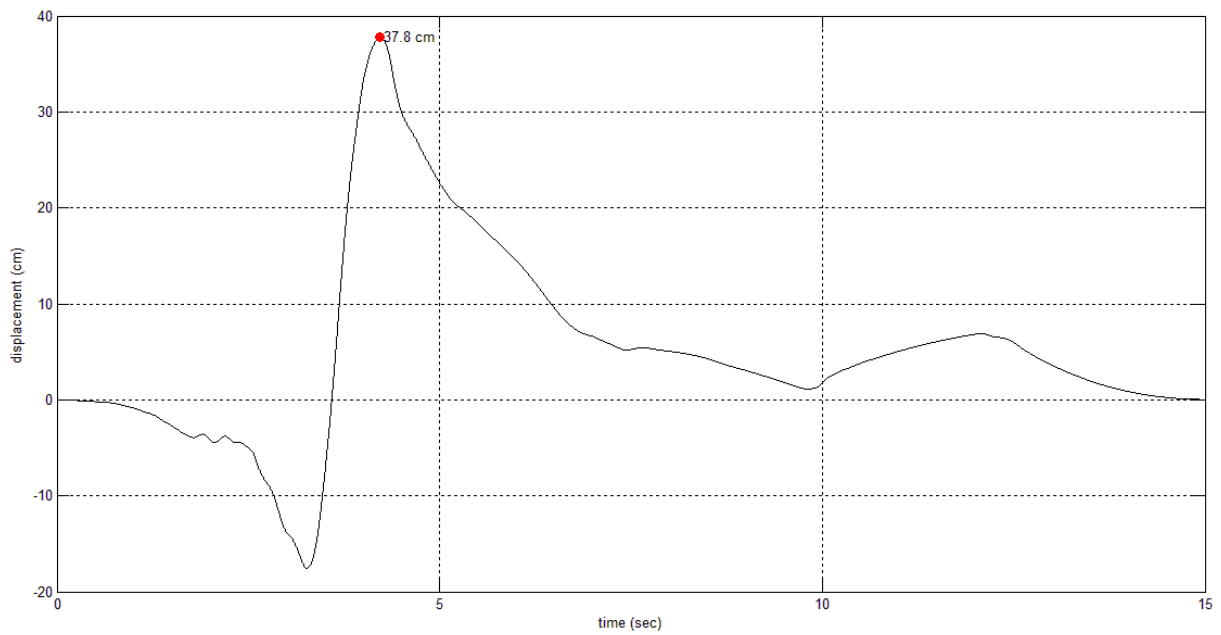


Διάγραμμα 5.104: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

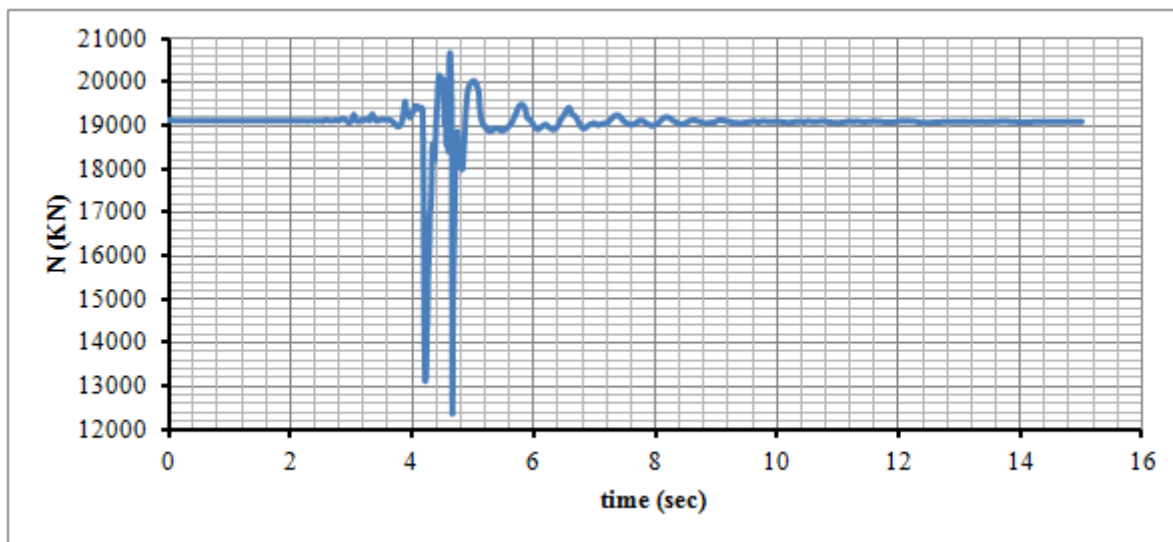
21. Χρονοϊστορία LOMAP_GIL_BaselineCorrected x 3.0:



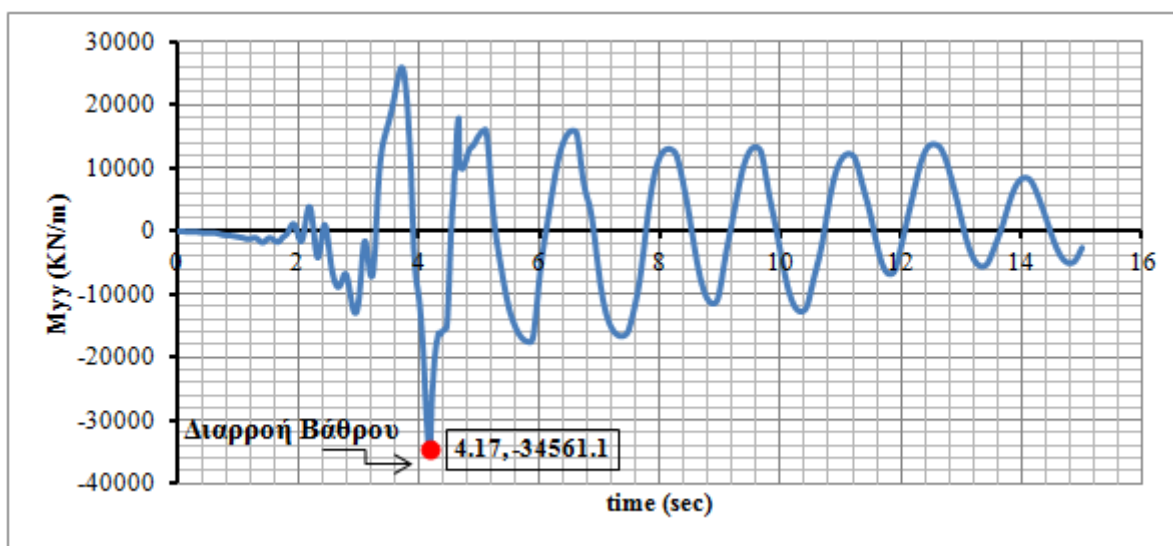
Διάγραμμα 5.105: LOMAP_GIL_Outcrop



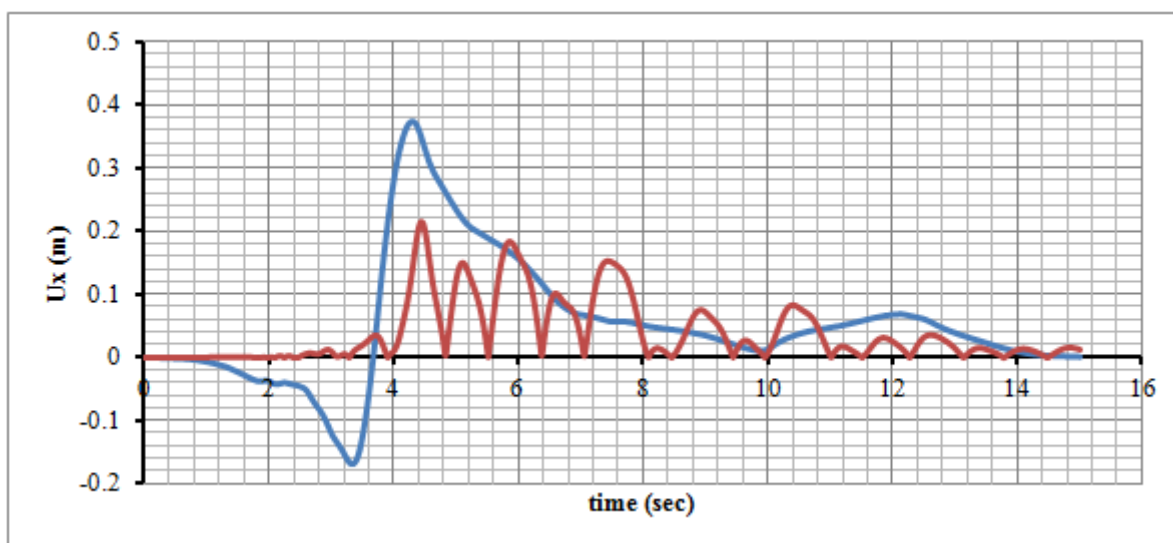
Διάγραμμα 5.106: LOMAP_GIL_Surface



Διάγραμμα 5.107: Διάγραμμα αξονικής δύναμης στην βάση του βάθρου



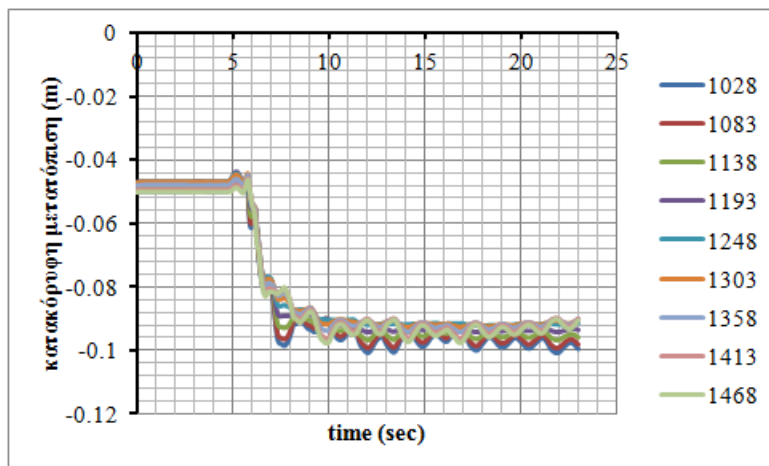
Διάγραμμα 5.108: Διάγραμμα καμπτικής ροπής ως προς τον άξονα yy του βάθρου (εγκάρσια διεύθυνση γέφυρας)



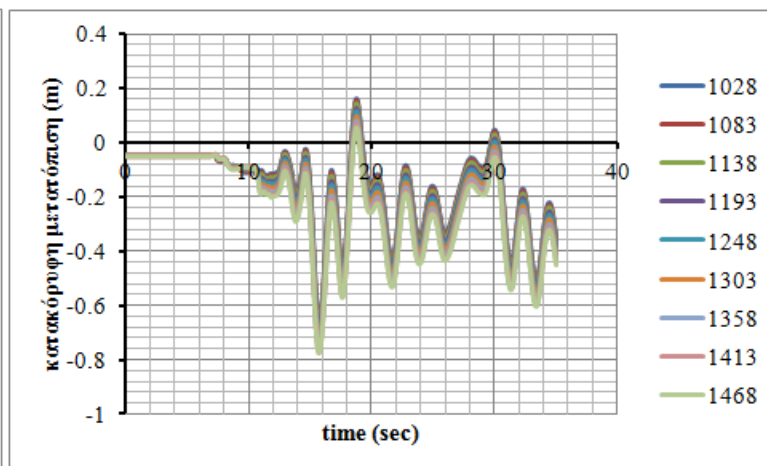
Διάγραμμα 5.109: Διάγραμμα διαμήκων μετατοπίσεων του βάθρου

Παρατηρήσεις:

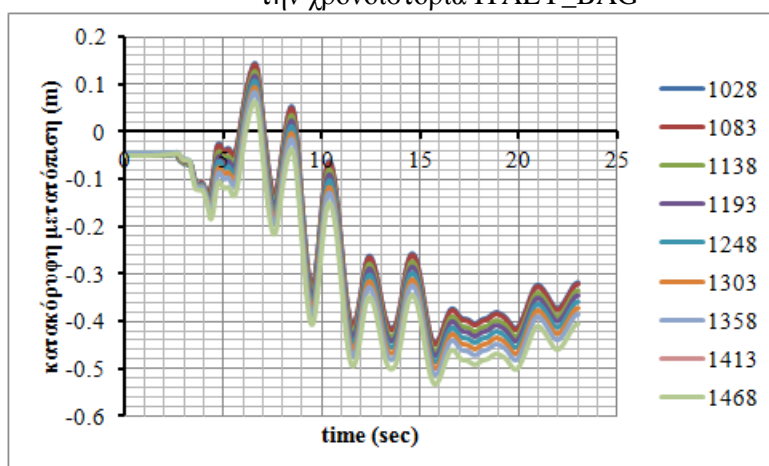
- 1) Όλοι οι σεισμοί οδήγησαν το βάθρο στη διαρροή του, εκτός του ITALY_VLT.
- 2) Για τις περισσότερες χρονοϊστορίες, που είναι ικανές για την διαρροή του βάρου, καταγράφουμε παραμένουσες μετατοπίσεις στο βάθρο, όπως φαίνεται και στα διαγράμματα διαμήκων μετατοπίσεων του βάρου.
- 3) Οι παραμένουσες μετακινήσεις του βάρου είναι σχετικά μικρές σε σχέση με τις σχετικές μετακινήσεις του, οι οποίες καταγράφονται κατά την διάρκεια των σεισμών. Το βάθρο όμως είναι πλάστιμο στοιχείο και αυτά τα δεδομένα είναι απολύτως δικαιολογημένα.
- 4) Γι' αυτές τις χρονοϊστορίες παρατηρούμε στα διαγράμματα των αξονικών δυνάμεων μια απότομη πτώση. Σε αυτή την χρονική στιγμή στην ουσία το βάθρο διαρρέει και χάνει μερικώς την ικανότητά του να φέρει τα κατακόρυφα στατικά φορτία της κατασκευής. Επίσης, καταγράφουμε βύθιση (κατακόρυφη μετατόπιση προς τα θετικά Z) του καταστρώματος στην περιοχή της πλάκας συνεχείας, όπως φαίνεται και στα παρακάτω διαγράμματα :
 - Για την χρονοϊστορία ITALY_BAG καταγράφουμε κατακόρυφη μετατόπιση καταστρώματος περίπου ίση με 5cm.
 - Για την χρονοϊστορία KOBE_AMA καταγράφουμε κατακόρυφη μετατόπιση καταστρώματος περίπου ίση με 75cm.
 - Για την χρονοϊστορία KOBE_KAK καταγράφουμε κατακόρυφη μετατόπιση καταστρώματος περίπου ίση με 50cm.
 - Για την χρονοϊστορία KOBE_TDO καταγράφουμε κατακόρυφη μετατόπιση καταστρώματος περίπου ίση με 6cm.
 - Για την χρονοϊστορία LOMAP_AND καταγράφουμε κατακόρυφη μετατόπιση καταστρώματος περίπου ίση με 13cm.
 - Για την χρονοϊστορία LOMAP_GIL καταγράφουμε κατακόρυφη μετατόπιση καταστρώματος περίπου ίση με 7cm.



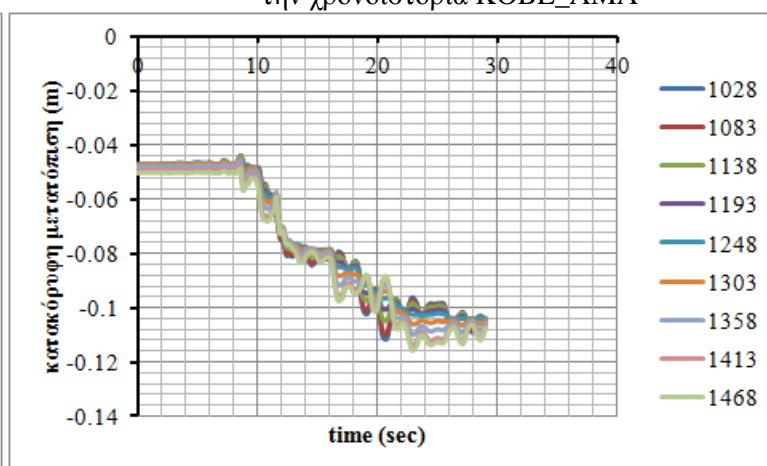
Διάγραμμα 5.110: Μετατοπίσεις κόμβων πλάκας συνεχείας για την χρονοϊστορία ITALY_BAG



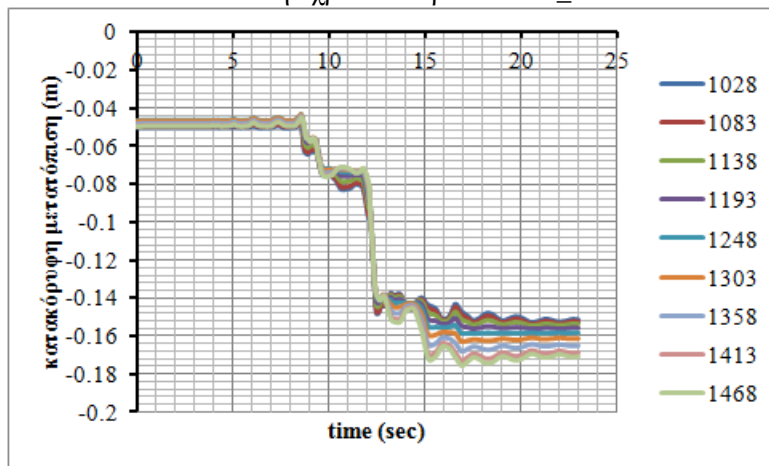
Διάγραμμα 5.111: Μετατοπίσεις κόμβων πλάκας συνεχείας για την χρονοϊστορία KOBE_AMA



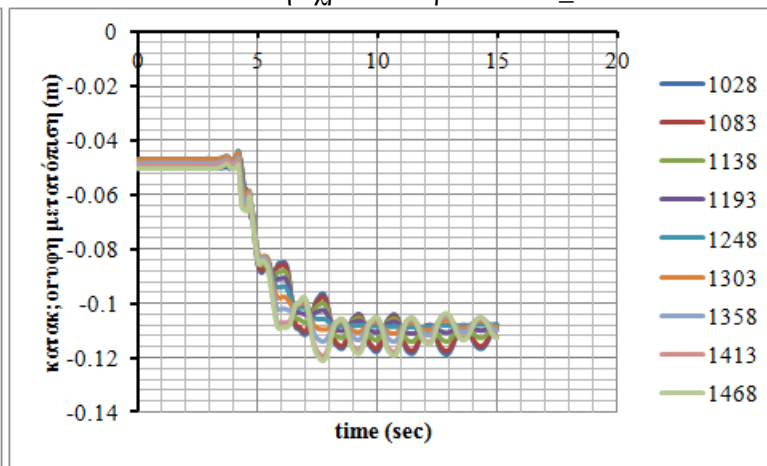
Διάγραμμα 5.112: Μετατοπίσεις κόμβων πλάκας συνεχείας για την χρονοϊστορία KOBE_KAK



Διάγραμμα 5.113: Μετατοπίσεις κόμβων πλάκας συνεχείας για την χρονοϊστορία KOBE_TDO



Διάγραμμα 5.114: Μετατοπίσεις κόμβων πλάκας συνεχείας για την χρονοϊστορία LOMAP_AND



Διάγραμμα 5.115: Μετατοπίσεις κόμβων πλάκας συνεχείας για την χρονοϊστορία LOMAP_GIL

Πίνακας 5.9: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων τριπλασιασμένων Baseline Corrected χρονοϊστοριών μετακινήσεων

a/a	Χρονοϊστορία	$\max M_{yy}$ (KNm)	Μέγιστη διαφορική οριζόντια μετακίνηση μεταξύ βάθρου και ακροβάθρων, $\max \Delta_x$ (cm)	Χρονική στιγμή μέγιστης διαφορικής μετακίνησης εδάφους-κατασκευής (sec)	Μέγιστη σχετική μετακίνηση βάθρου, $\Delta u_{x,dif}$ (cm)	Χρονική στιγμή μέγιστης σχετικής μετακίνησης βάθρου (sec)
1	ITALY_BAG	34825	32.71	9.21/23	19.56	6.69
2	ITALY_VLT	12955	8.87	15.88/40	1.34	24.52
3	KOBE_AMA	35105	174.97	18.88/35	247.70	18.75
4	KOBE_KAK	34955	203.41	6.16/23	250.88	6.55
5	KOBE_TDO	34905	60.93	10.53/29	20.62	10.83
6	LOMAP_AND	35010	64.84	12.22/23	63.71	12.50
7	LOMAP_GIL	34865	19.72	3.65/15	21.56	4.45

Πίνακας 5.10: Παραμένουσες μετακινήσεις βάθρου

a/a	Χρονοϊστορία	Παραμένουσα μετακίνηση βάθρου, $\Delta u_{x,res}$ (cm)
1	ITALY_BAG	1.84
2	ITALY_VLT	0.14
3	KOBE_AMA	32.97
4	KOBE_KAK	10.68
5	KOBE_TDO	1.54
6	LOMAP_AND	10.88
7	LOMAP_GIL	1.32

6. Το φαινόμενο της ρευστοποίησης ύστερα από τα σεισμικά γεγονότα

6.1. Στάθμες επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας βάθρου για οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις

6.1.1. Εξαγωγή καμπύλης ικανότητας βάθρου από το πρόγραμμα Opensees

Για να λάβουμε την καμπύλη ικανότητας του βάθρου για τις οριζόντιες σχετικές μετατοπίσεις του, εισάγουμε μια σταδιακά αυξανόμενη μετακίνηση στην βάση του κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, X.

Για τα υλικά της διατομής του βάθρου επιλέγουμε το μοντέλο σκυροδέματος Concrete01:

```
uniaxialMaterial Concrete01 $matTag $fpc $epsco $fpcu $epsU
```

 Ev. (6.13)

και το μοντέλο χάλυβα Reinforcing Steel:

```
uniaxialMaterial ReinforcingSteel $matTag $fy $fu $Es $Esh $esh $eult
```

 Ev. (6.14)

Αντικαθιστούμε τα δυναμικά ελατήρια του βάθρου με μία πάκτωση με απελευθερωμένο τον βαθμό ελευθερίας 1 χρησιμοποιώντας την εντολή:

```
fix $foundationNode 0 1 1 1 1
```

 Ev. (6.15)

Για την επιβολή των μετακινήσεων χρησιμοποιούμε διαδοχικά τις εντολές:

```
timeSeries Linear
```

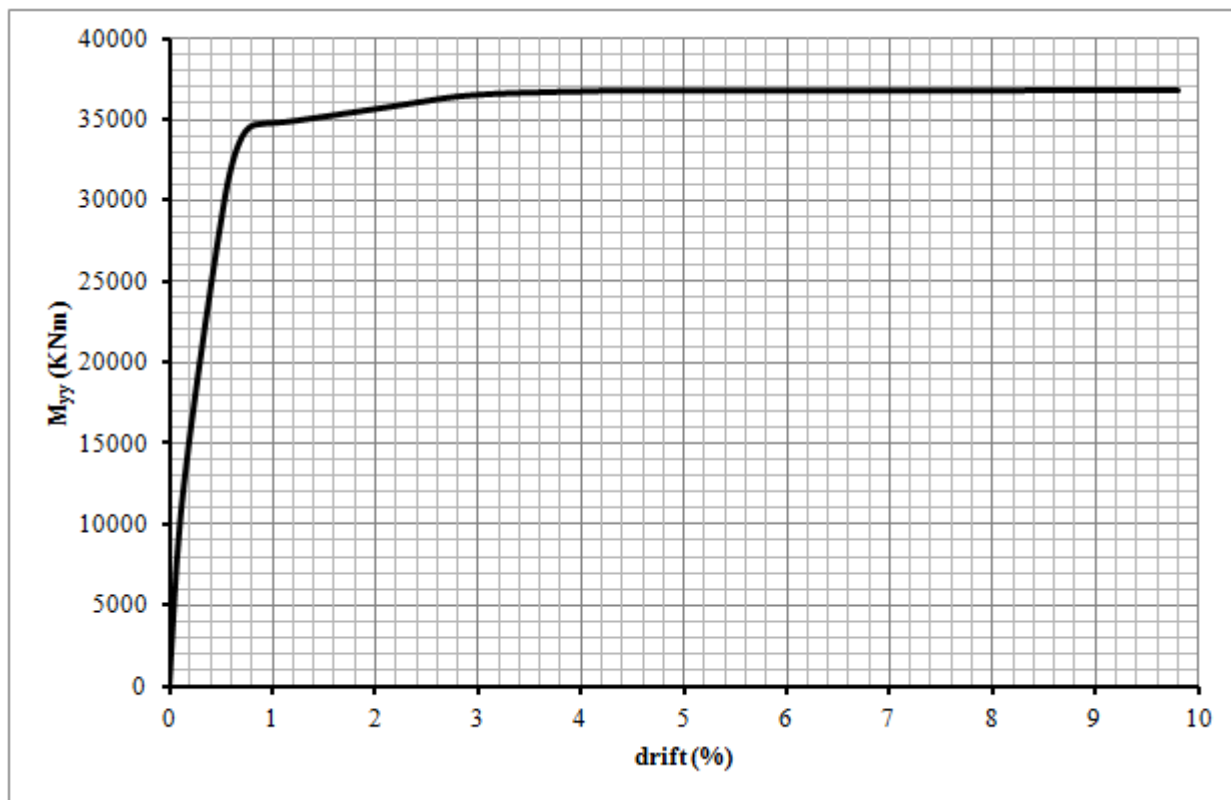
 Ev. (6.16)

```
pattern Plain $patternTag $stsTag <-fact $cFactor> {
```

```
sp $foundationNode 1 maxΔux
```

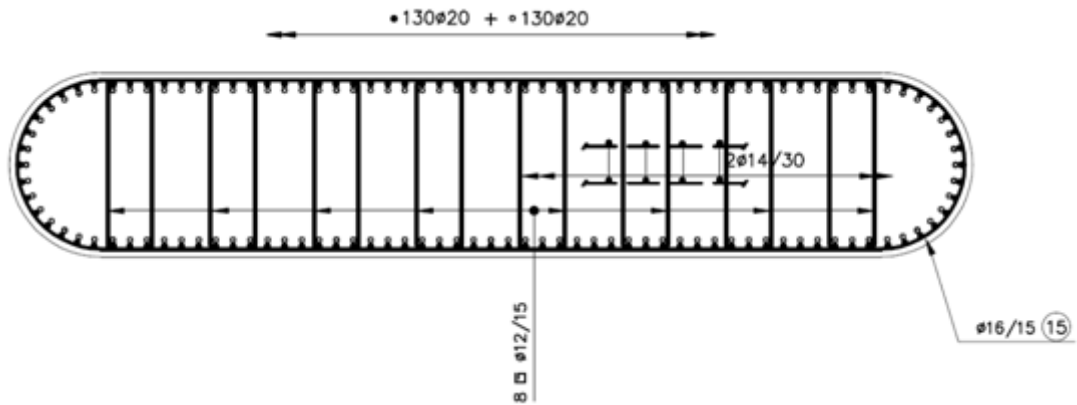
 Ev. (6.17)

```
}
```



Διάγραμμα 6.1: Καμπύλη ικανότητας βάθρου για οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις

6.1.2. Στάθμες επιτελεστικότητας βάρου



Σχήμα 6.1: Οπλισμός βάρου

Για την μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα το κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει την σχέση [9], [10], [11]:

$$\begin{aligned}\theta_{um} &= 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (a_s)^{0.35} \cdot 25^{\left(a \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) = \quad \text{Εξ. (6.14)} \\ &= 0.016 \cdot (0.3^{0.0931}) \cdot \left[\frac{0.0757}{0.0940} \cdot 20 \right]^{0.225} \cdot (1)^{0.35} \cdot 25^{\left(0.9171 \cdot 0.0176 \cdot \frac{500}{20}\right)} \cdot (1.25^{100 \cdot 0}) = \\ &= 0.0980\end{aligned}$$

όπου,

$$v = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c} = \frac{19160}{6.86 \cdot 1.50 \cdot 20000} = 0.0931,$$

η ανηγμένη αξονική δύναμη του βάρου

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} = \frac{144 \cdot \pi \cdot \frac{0.020^2}{4} \cdot 500}{12.0308 \cdot 20} = 0.0940,$$

το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού

$$\omega' = \frac{116 \cdot \pi \cdot \frac{0.020^2}{4} \cdot 500}{12.0308 \cdot 20} = 0.0757,$$

το μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού

$$a_s = \frac{M}{V \cdot h} = 1,$$

ο λόγος διάτμησης, ίσος με την μονάδα καθώς το βάθος είναι πρόβολος

$$\begin{aligned}a &= \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_c \cdot h_c}\right) = \\ &= \left(1 - \frac{0.15}{2 \cdot 6.86}\right) \cdot \left(1 - \frac{0.15}{2 \cdot 1.40}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 8 \cdot 0.27^2}{6 \cdot 6.86 \cdot 1.40}\right) = 0.9171,\end{aligned}$$

ο συντελεστής απόδοσης της περίσφιγξης

$$\rho_s = \frac{A_{sh}}{b_w \cdot s_h} = \frac{16 \cdot \pi \cdot \frac{0.012^2}{4}}{6.86 \cdot 0.15} = 0.00176,$$

το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα

στην διεύθυνση της φόρτισης

$\rho_d = 0$, γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

Σύμφωνα με το κεφάλαιο 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ η διαρροή του στοιχείου αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας ΑΜΕΣΗ ΧΡΗΣΗ και η αστοχία του στοιχείου αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ. Το βάθρο θεωρείται πρωτεύον στοιχείο για την γέφυρα και οι παραμορφώσεις θ_d που αντιστοιχούν σε πλάστιμα στοιχεία στην στάθμη επιτελεστικότητας ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΖΩΗΣ ορίζονται ως εξής:

$$\theta_d = 0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} \quad \text{Εξ. (6.15)}$$

όπου, γ_{Rd} συντελεστής ασφαλείας συνήθως ίσος με 1.50

Εντοπίζουμε τις εξής τιμές γωνιών στροφής του βάθρου:

$\theta_y = 0.764\%$, $\theta_u = 9.80\%$ και σύμφωνα με την Εξ.(6.2) λαμβάνουμε

$$\theta_d = 0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0.5 \cdot (0.764 + 9.80) / 1.50 = 3.52\%$$

Από τους πίνακες 5.5 και 5.8 του κεφαλαίου 5 λαμβάνουμε τις μέγιστες οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις του βάθρου, για τα σεισμικά γεγονότα με πολλαπλασιαστικούς συντελεστές $iGMfact=1$ και $iGMfact=3$ αντίστοιχα και τις ανάγουμε σε $drift = \max \Delta u_x / H_{pier}$. Σε συνδυασμό με την καμπύλη ικανότητας για σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις προκύπτουν οι εξής πίνακες:

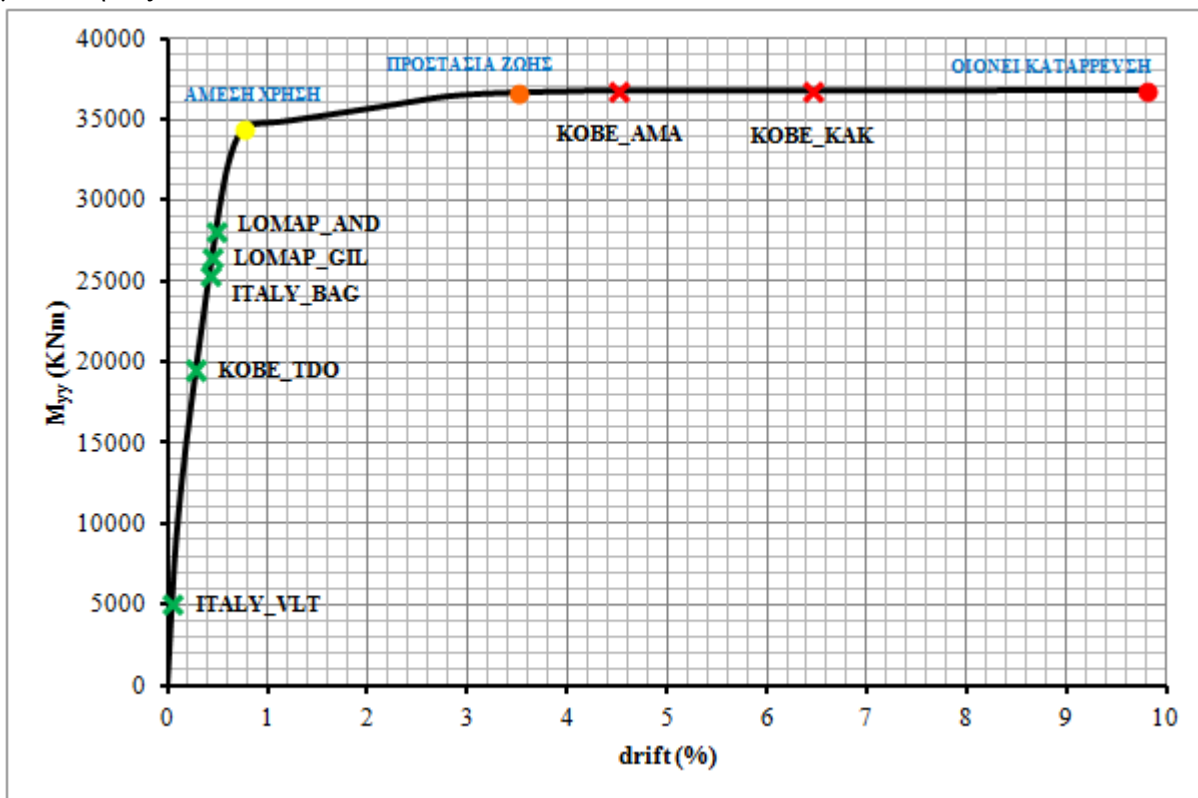
Πίνακας 6.1: Μέγιστες οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις του βάθρου για $iGMfact=1$

a/a	σεισμός	$\max \Delta u_x$ (cm)	θ (%)	M_{yy} (KNm)
1	ITALY_BAG	3.38	0.420	25385
2	ITALY_VLT	0.37	0.046	5058
3	KOBE_AMA	36.32	4.515	36795
4	KOBE_KAK	51.90	6.451	36797
5	KOBE_TDO	2.29	0.285	19470
6	LOMAP_AND	3.90	0.485	28051
7	LOMAP_GIL	3.58	0.445	26426

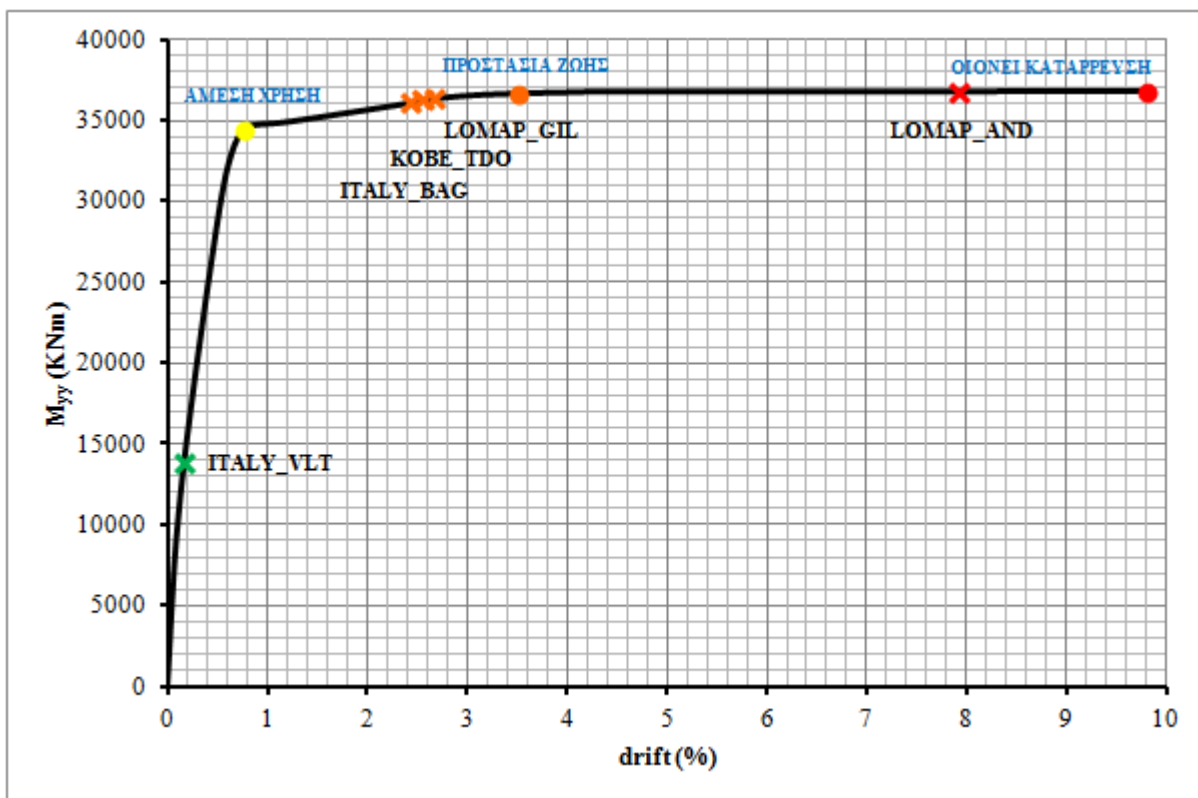
Πίνακας 6.2: Μέγιστες οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις του βάθρου για $iGMfact=3$

a/a	σεισμός	$\max \Delta u_x$ (cm)	θ (%)	M_{yy} (KNm)
1	ITALY_BAG	19.56	2.431	36082
2	ITALY_VLT	1.34	0.167	13769
3	KOBE_AMA	247.70	30.789	
4	KOBE_KAK	250.88	31.185	
5	KOBE_TDO	20.62	2.563	36218
6	LOMAP_AND	63.71	7.919	36798
7	LOMAP_GIL	21.56	2.680	36332

Οπότε λαμβάνουμε τα διαγράμματα της καμπύλης ικανότητας του βάθρου για οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις:



Διάγραμμα 6.2: Καμπύλη ικανότητας βάθρου για τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις του από την δράση των διορθωμένων σεισμών, iGMfact=1



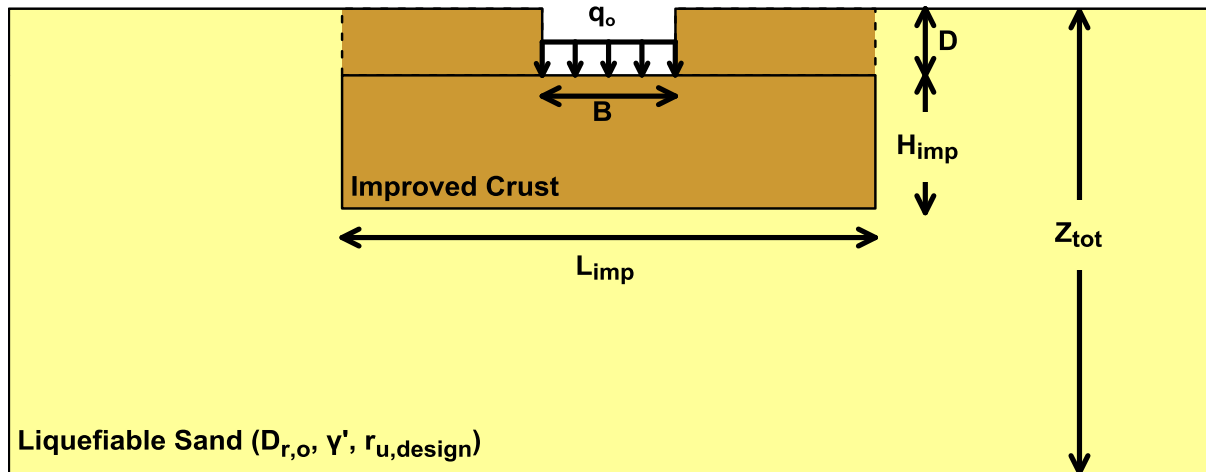
Διάγραμμα 6.3: Καμπύλη ικανότητας βάθρου για τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις του από την δράση των τριπλασιασμένων διορθωμένων σεισμών, iGMfact=3

6.2. Ρευστοποίηση ύστερα από τα σεισμικά γεγονότα

6.2.1. Εξαγωγή μετατοπίσεων από το αρχείο Excel του εργαστηρίου Γεωτεχνικών λόγω ρευστοποίησης

Το βάθρο με την ολοκλήρωση των σεισμών αποκτά μόνιμες παραμορφώσεις. Αυτές υπολογίσαμε προηγουμένως και είναι συγκεντρωμένες στον πίνακα 5.9. Επίσης, το έδαφος ρευστοποιείται με αποτέλεσμα την ανάπτυξη στροφών και καθίζησης στο βάθρο, τα οποία υπολογίζονται με την βοήθεια ενός αρχείου excel της ομάδας των γεωτεχνικών. Το πρόγραμμα στο excel δέχεται ως δεδομένα εισαγωγής την γεωμετρία και τις ιδιότητες του εδάφους, τις διαστάσεις του επιφανειακού θεμελίου και την σεισμική διέγερση, την οποία θεωρεί ως την ισοδύναμη αρμονική διέγερση των προηγούμενων επτά χρονοϊστοριών (baseline corrected). Εξάγονται ως αποτελέσματα οι ιδιότητες του βελτιωμένου εδάφους και οι μετακινήσεις του.

Στην περίπτωση μας τριπλασιάζουμε μόνο την επιτάχυνση της αρμονικής σεισμικής διέγερσης, δηλαδή $a_{\max} = 3 \cdot 0.17 = 0.51$



Εικόνα 6.1: Θεμελίωση βάθρου και περιβάλλον έδαφος

Input		
Soil Properties		Range
Relative Density of the natural soil, $D_{r,o}$ (%)	60	$D_{r,o}$ (%)=35-70
Excess Pore Pressure ratio in the improved zone, $r_{u,design}$	0.3	$r_{u,design}$ =0.3-0.5
Buoyant unit weight, γ' (kN/m ³)	9.81	
Soil Geometry		
Total Thickness of the liquefiable layer, Z_{tot} (m)	20	
Thickness of the improved zone, H_{imp} (m)	4.5	H_{imp} (m) = 1-10
Thickness of the liquefiable layer, Z_{liq} (m)	12.2	
Width of the improved zone, L_{imp} (m)	13	
Excitation		
Maximum input acceleration, α_{max} (g)	0.51	
Predominant period, T (sec)	0.25	
Number of cycles, N	12	
Footing Properties		
Footing width, B(m)	8	
Footing Length, L(m)>B(m) [use 0 for strip footing]	15	
Embedment depth, D(m)	3.3	
Total static load from footing, q_o (kPa)	267	

Εικόνα 6.2: Δεδομένα εισαγωγής στο αρχείο Excel για τον υπολογισμό καθιζήσεων και στροφών

Output	
Improved Soil	
Length of the improved zone (m)	20
Volume of the improved zone (m ³)	1170
Replacement ratio, α_s	0.139
Relative Density of the improved zone, $D_{r,imp}$ (%)	82
Friction Angle of the improved zone, ϕ_{imp} (deg)	40
Permeability of the improved zone, k_{eq} (m/s)	1.57E-03
Pore Pressure Ratio below footing, U3	0.764
Infinite Improvement	
Degraded factor of safety, $F.S._{deg}^{inf}$	1.50
Seismic settlements, $\rho_{dyn,inf}$ (m)	0.158
Differential settlements, δ (m)	0.107
Rotation, θ (degrees)	0.518
Finite Improvement	
Degraded factor of safety, $F.S._{deg}$	1.11
Seismic settlements, ρ_{dyn} (m)	0.201
Differential settlements, δ (m)	0.136
Rotation, θ (degrees)	0.661

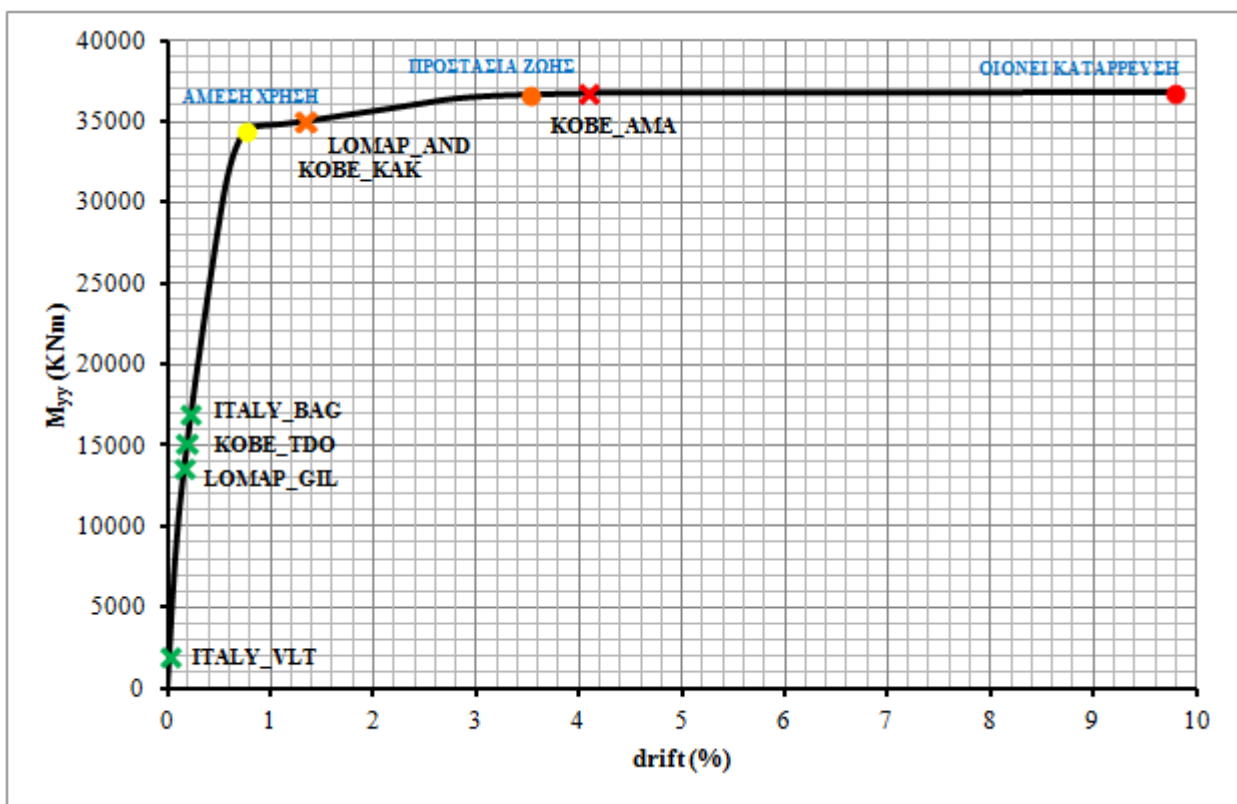
Εικόνα 6.3: Αποτελέσματα αρχείου Excel για τον υπολογισμό καθιζήσεων και στροφών

6.2.2. Αποτελέσματα αναλύσεων δράσης ρευστοποίησης αμέσως μετά τους σεισμούς

Η αναμενόμενη καθίζηση λόγω ρευστοποίησης είναι $\rho = 20.1cm$ και η αναμενόμενη στροφή του βάρου είναι $r_{yy} = 0.661^\circ = 0.661 \cdot \pi/180 = 0.0115rad$, προστίθεται δηλαδή ένα $\theta = 1.15\%$. Οι καμπύλες ικανότητας του βάρου για τις παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις του, οι οποίες αναγράφονται στον Πίνακα 5.9, και για τις παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις του συν τις μετατοπίσεις λόγω ρευστοποίησης, είναι οι ακόλουθες:

Πίνακας 6.3: Τιμές καμπύλης ικανότητας βάθρου μετά το τέλος των σεισμικών γεγονότων

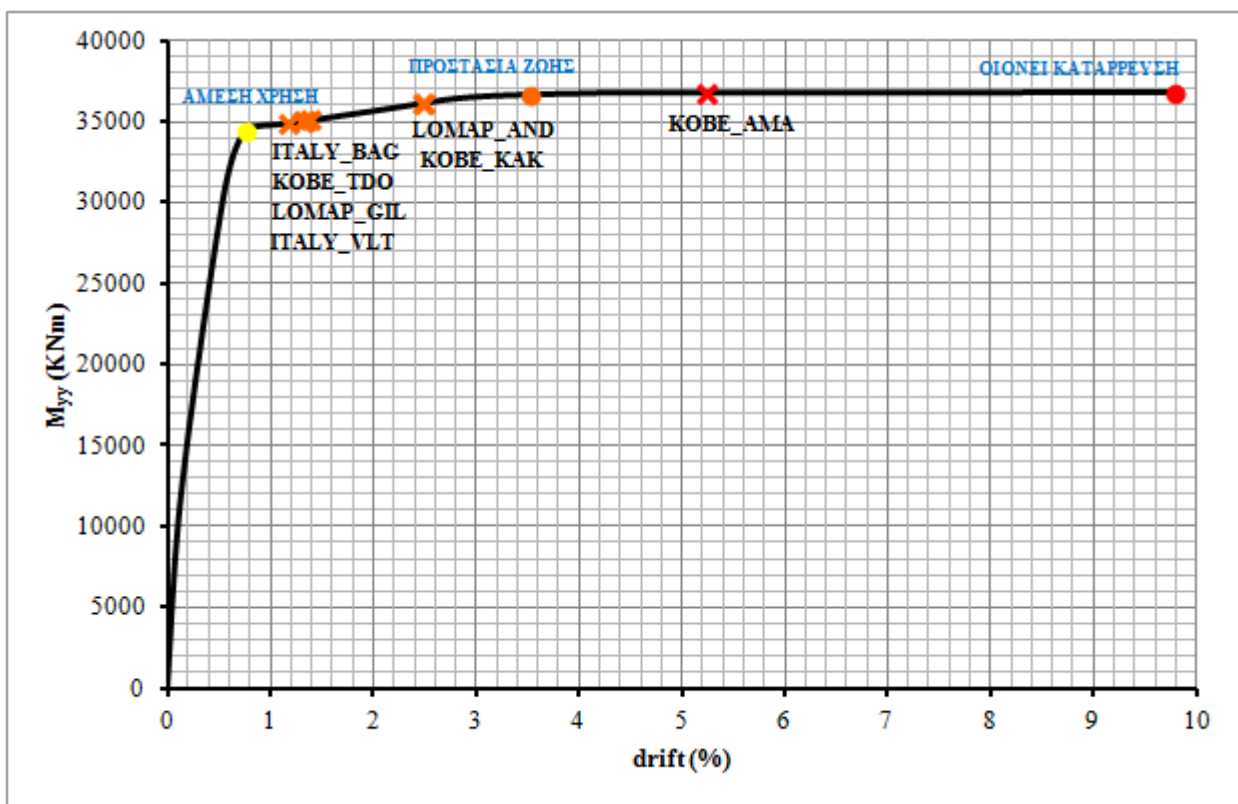
α/α	σεισμός	θ (%)	M_{yy} (KNm)
1	ITALY_BAG	0.228	16870
2	ITALY_VLT	0.017	1910
3	KOBE_AMA	4.098	36760
4	KOBE_KAK	1.328	35020
5	KOBE_TDO	0.191	15050
6	LOMAP_AND	1.352	35045
7	LOMAP_GIL	0.164	13640



Διάγραμμα 6.4: Καμπύλη ικανότητας βάθρου για τις παραμένουσες οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις του μετά το τέλος των τριπλασιασμένων διορθωμένων σεισμών

Πίνακας 6.4: Τιμές καμπύλης ικανότητας βάθρου μετά την ρευστοποίηση

α/α	σεισμός	θ (%)	M_{yy} (KNm)
1	ITALY_BAG	1.378	35070
2	ITALY_VLT	1.167	34890
3	KOBE_AMA	5.248	36800
4	KOBE_KAK	2.478	36130
5	KOBE_TDO	1.341	35035
6	LOMAP_AND	2.502	36155
7	LOMAP_GIL	1.314	35010



Διάγραμμα 6.5: Καμπύλη ικανότητας βάθρου ύστερα από την δράση των τριπλασιασμένων διορθωμένων σεισμών και των ακόλουθων ρευστοποιήσεων

Παρατηρήσεις:

- 1) Θεωρούμε ότι αμέσως μετά το τέλος των σεισμών λαμβάνει χώρα η ρευστοποίηση του εδάφους κάτω από το μεσόβαθρο. Επειδή μελετούμε διαδοχικά τα φαινόμενα του σεισμού και της ρευστοποίησης, χρησιμοποιούμε τον σεισμικό συνδυασμό φορτίων $1.0 \cdot G_{tot} + 0.2 \cdot Q$. Εξάλλου η σεισμική διέγερση διαρκεί κάποια δευτερόλεπτα και η ρευστοποίηση του εδάφους κάποιες ώρες. Εάν επιδιώκαμε τον έλεγχο της γέφυρας αρκετά μεγάλο χρονικό διάστημα μετά τα παραπάνω γεγονότα και αφού αυτά είχαν ενσωματωθεί ως προϊστορία της κατασκευής θα χρησιμοποιούσαμε τον συνδυασμό $1.15 \cdot G_{tot} + 1.35 \cdot Q$.
- 2) Η ροπή διαρροής του βάρου εντοπίζεται στα 34430 KNm .
- 3) Όλα τα σημεία του διαγράμματος 6.4 μετατοπίζονται κατά τον άξονα x, $\Delta\theta = +1.15\%$.
- 4) Επιβεβαιώνεται το αποτέλεσμα της ανάλυσης ευαισθησίας του Κεφαλαίου 3, όπου εξάχθηκε μια κρίσιμη καθίζηση βάρου πριν την διαρροή του ίση με $\rho_{cr} = 20 \text{ cm}$. Η ρευστοποίηση εισάγει μια καθίζηση $\rho = 20.1 \text{ cm}$, οπότε το βάθρο διαρρέει για όλους τους σεισμούς, καθώς ήδη έχει αναπτυχθεί στο βάθρο ροπή λόγω παραμενουσών σχετικών μετακινήσεων.
- 5) Για τις έξι από τις επτά σεισμικές διεγέρσεις και τις επερχόμενες ρευστοποιήσεις το βάθρο κινείται μεταξύ των σταθμών επιτελεστικότητας ΑΜΕΣΗ ΧΡΗΣΗ και ΑΣΦΑΛΕΙΑ ΖΩΗΣ.
- 6) Για τον σεισμό ΚΟΒΕ_ΑΜΑ και την επερχόμενη ρευστοποίηση το βάθρο της γέφυρας κινείται μεταξύ των σταθμών επιτελεστικότητας ΑΣΦΑΛΕΙΑ ΖΩΗΣ και ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ.

7. Συμπεράσματα

- Ύστερα από την ψευδοστατική ανάλυση επιβαλλόμενων καθιζήσεων και εξαρτημένων αναλογικά από αυτές στροφών, $r(^{\circ}) = 0.05 \cdot \rho (cm)$, στην θεμελίωση του μεσοβάθρου της γέφυρας, εξάγονται ως ανεκτές καθιζήσεις μέχρι την διαρροή του βάθρου και ανά συνδυασμό φόρτισης οι εξής:

$$E_{d,max} = 1.15 \cdot G_{tot} + 1.15 \cdot (\rho + r_{yy} + 0.30 \cdot r_{xx}) + 1.35 \cdot Q \Rightarrow \rho \approx 20cm$$

$$E_{d,min} = 1.0 \cdot G_{tot} + 1.0 \cdot (\rho + r_{yy} + 0.30 \cdot r_{xx}) + 0.0 \cdot Q \Rightarrow \rho \approx 21cm$$

Συνεπώς, δεχόμαστε ως οριακή τιμή καθίζησης του βάθρου πριν την διαρροή του την $\rho_{cr} = 20cm$.

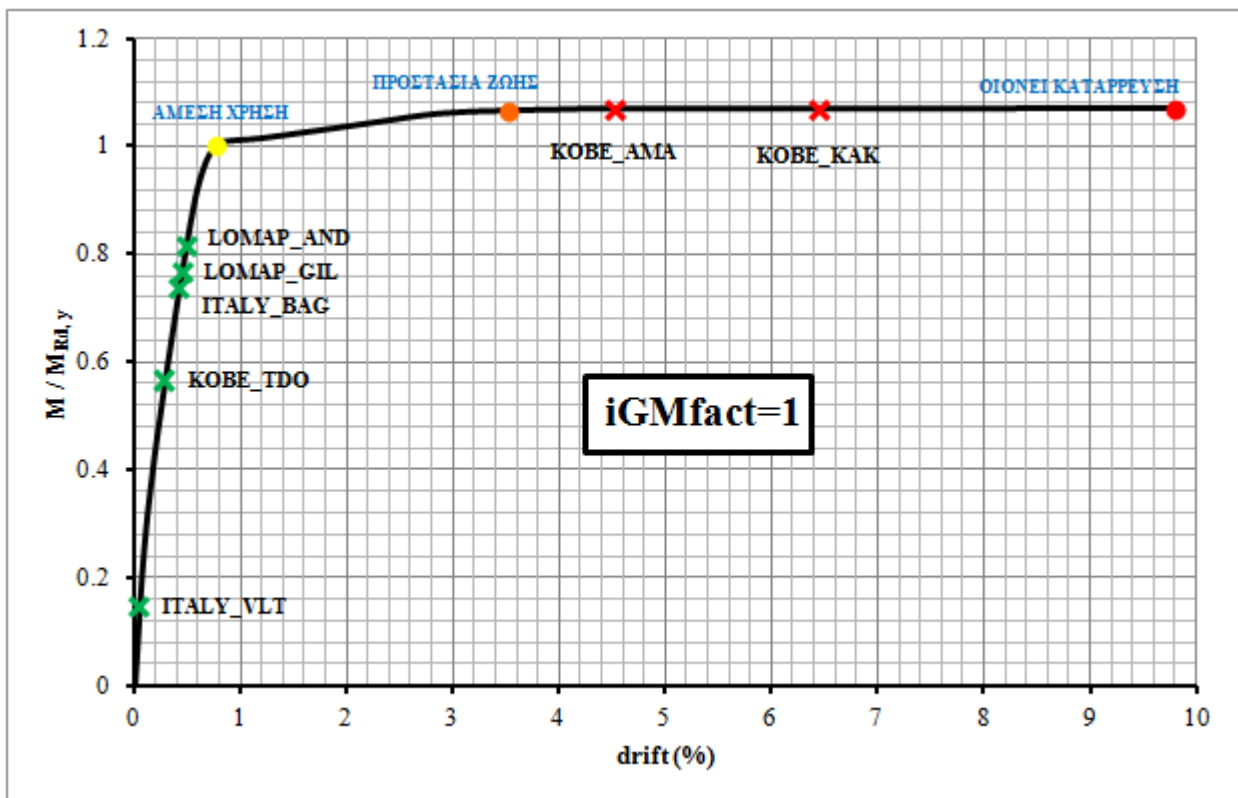
- Για την ίδια ανάλυση τα εφέδρανα αστοχούν έναντι γωνιακής παραμόρφωσης, $\gamma_{max} = 2.0$, για καθίζηση βάθρου ανά συνδυασμό:

$$E_{d,max} \Rightarrow \rho \approx 80cm$$

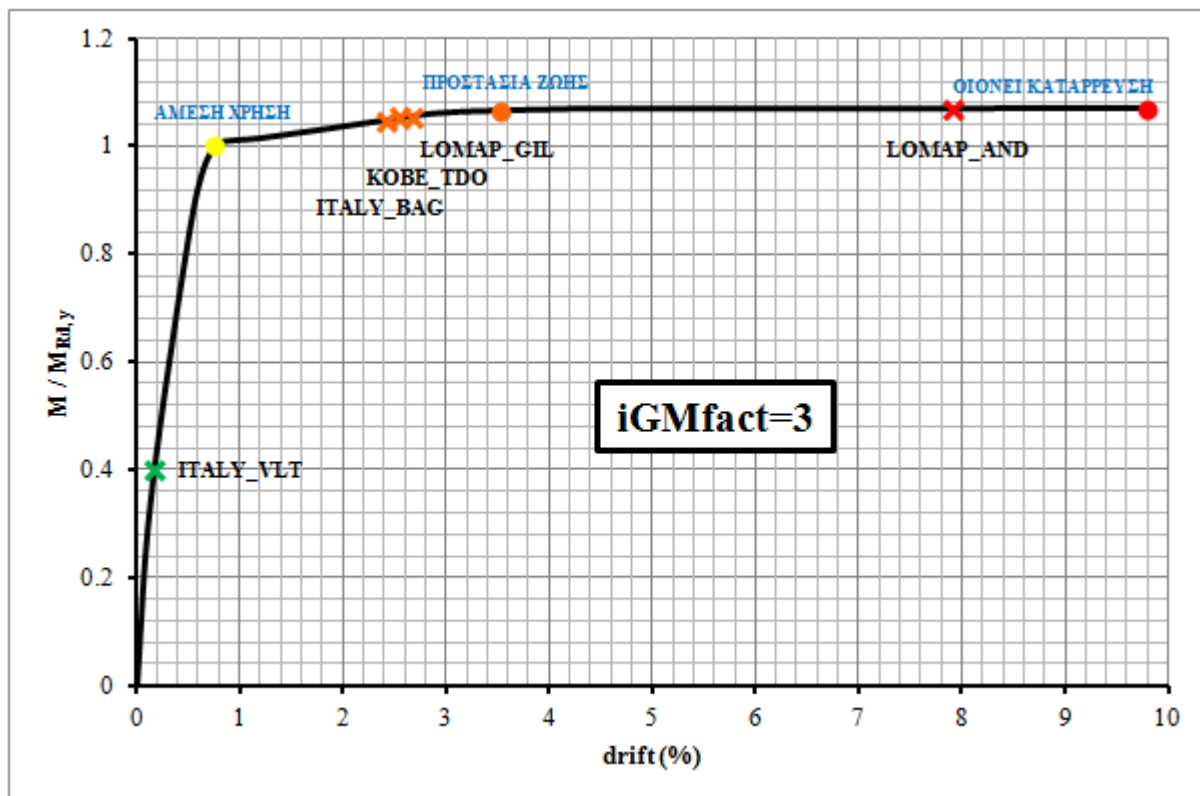
$$E_{d,min} \Rightarrow \rho > 100cm$$

- Για τις οριακές τιμές καθίζησης του βάθρου το προεντεταμένο κατάστρωμα περνά με άνεση τους ελέγχους Ο.Κ.Α και Ο.Κ.Λ.
- Το βάθρο αποδεικνύεται το πιο κρίσιμο στοιχείο για τον φορέα, γεγονός αναμενόμενο για μια ισοστατική γέφυρα. Ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στην βάση του βάθρου της, που λειτουργεί ως πρόβολος κυρίως κατά την διαμήκη διεύθυνσή της, προκαλεί την δημιουργία μηχανισμού.
- Για την μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστοριών, με $iGMfact = 1$, η γέφυρα αποκρίνεται ελαστικά για όλους τους σεισμούς, πλην των KOBE_AMA και KOBE_KAK. Η μέση διαφορική μετακίνηση εδάφους-κατασκευής, που καταγράφεται στην περίπτωση που λαμβάνονται υπόψη οι δύο παραπάνω σεισμοί του KOBE, είναι $\Delta_x = 26cm$. Στην περίπτωση που δεν λαμβάνονται υπόψη είναι $\Delta_x = 12cm$.
- Η ένταση που αναπτύσσεται στο βάθρο οφείλεται κυρίως στην εισαγόμενη σχετική οριζόντια μετακίνησή του, λόγω των διαφορετικών επιβαλλόμενων χρονοϊστοριών στα ακρόβαθρα και στο μεσόβαθρο. Η ένταση, που θα αναπτυσσόταν στην περίπτωση που οι σεισμικές διεγέρσεις ήταν ίδιες και επιβάλλονταν ομοιόμορφα σε όλο τον φορέα, θα ήταν πολύ μικρότερη, ακόμα και για τους σεισμούς του KOBE.
- Για την μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστοριών, με $iGMfact = 3$, το βάθρο της γέφυρας διαρρέει για όλους τους σεισμούς πλην του ITALY_VLT. Η ανάλυση αυτή έγινε προκειμένου να οδηγηθεί το βάθρο στον πλαστικό κλάδο. Ειδικά για τους σεισμούς KOBE_AMA και KOBE_KAK ορισμένα αποτελέσματα είναι εξωπραγματικά, όπως η μέγιστη διαφορική μετακίνηση του βάθρου, $\max \Delta u_x > 2m$ και η βύθιση της πλάκας συνεχείας, $setl_{cont_slab} > 50cm$.

- Το στοιχείο του βάθρου είναι υπεροπλισμένο. Χρειάστηκε να τριπλασιάσουμε τις σεισμικές διεγέρσεις προκειμένου να βρεθούμε για τις περισσότερες από αυτές στον πλαστικό κλάδο του διαγράμματος αντίστασης του βάθρου. Μόνο οι ελάχιστες απαιτήσεις των κανονισμών οδηγούν σε πολύ μεγάλα εμβαδά οπλισμού για την μεγάλη σε επιφάνεια διατομή ($\approx 12m^2$) του τοιχοειδούς βάθρου.
- Στην καμπύλη ικανότητας με στάθμες επιτελεστικότητας του βάθρου για τις οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις του εντοπίζονται οι στάθμες της γέφυρας για κάθε σεισμό και ανά περίπτωση πολλαπλασιαστικού συντελεστή των χρονοϊστοριών προκύπτουν τα ακόλουθα διαγράμματα, σε όρους γωνιών στροφής χορδής βάθρου, θ , και ανηγμένων καμπτικών ροπών βάθρου ως προς την ροπή διαρροής του, $M/M_{Rd,y}$:

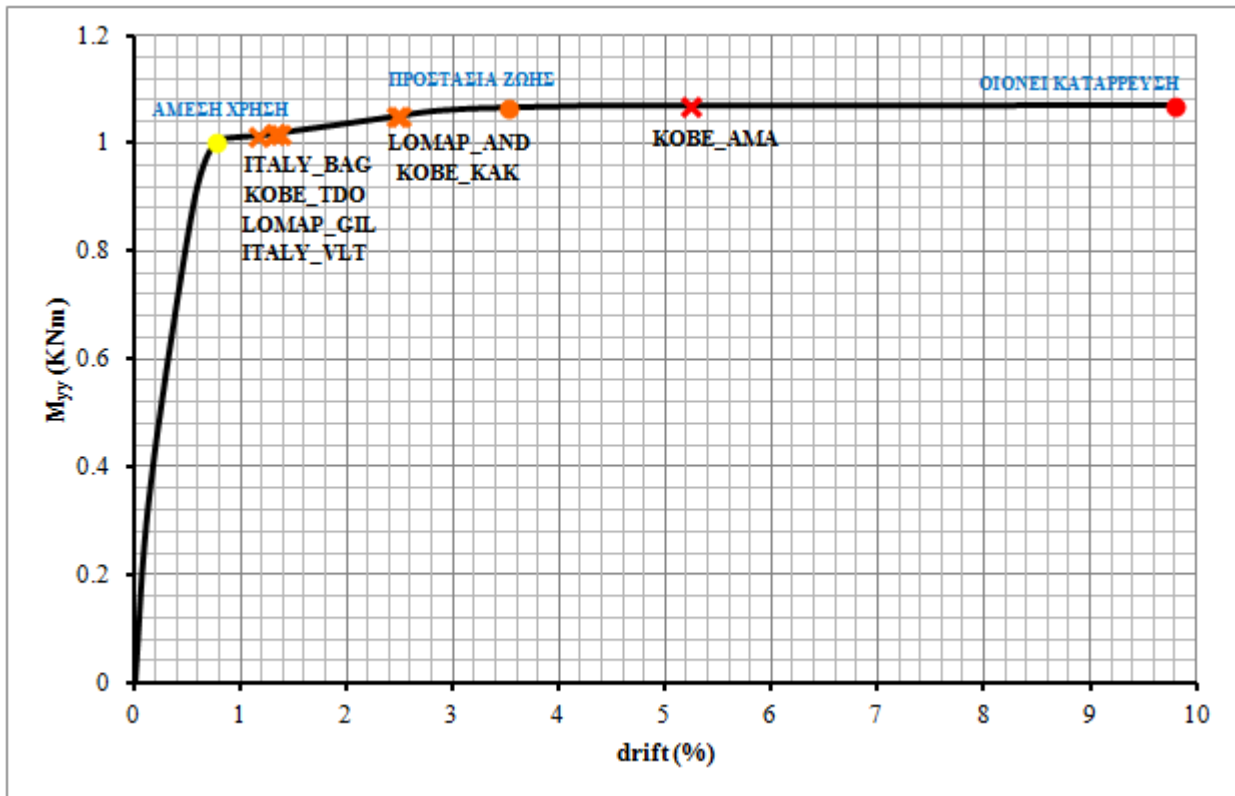


Διάγραμμα 7.1: Καμπύλη ικανότητας βάθρου για τις οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις του για τους αρχικούς διορθωμένους σεισμούς, $iGMfact = 1$



Διάγραμμα 7.2: Καμπύλη ικανότητας βάθρου για τις οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις του για τους τριπλασιασμένους διορθωμένους σεισμούς, $iGMfact = 3$

- Οι παραμένουσες μετακινήσεις του βάθρου καθώς και οι καθιζήσεις και οι στροφές, $\rho = 20.1cm$, $r_{yy} = 0.661^\circ$, που επιβάλλονται από την ρευστοποίηση στην θεμελίωση της γέφυρας αμέσως μετά το τέλος των τριπλασιασμένων σεισμών, οδηγούν την γέφυρα για τους περισσότερους σεισμούς να λειτουργεί πολύ κοντά στην διαρροή του βάθρου της. Γεγονός απολύτως αναμενόμενο, καθώς έχει αποδειχθεί ότι $\rho_{cr} = 20cm$ και εισάγεται $\rho = 20.1cm > \rho_{cr}$. Για τον σεισμό KOBE_AMA το βάθρο βαίνει προς την αστοχία του. Όλα αυτά συνοψίζονται στο ακόλουθο διάγραμμα ικανότητας του βάθρου:



Διάγραμμα 7.3: Καμπύλη ικανότητας βάθρου για την δράση της ρευστοποίησης αμέσως μετά τους τριπλασιασμένους διορθωμένους σεισμούς

Γενικά συμπεράσματα επί της καινοτόμου λύσης:

- Το πλεονέκτημα της «φυσικής» σεισμικής μόνωσης είναι η μείωση της σεισμικής διέγερσης στην επιφάνεια του εδάφους.
- Το μειονέκτημα της «φυσικής» σεισμικής μόνωσης είναι η επιβολή πρόσθετης έντασης στον φορέα λόγω καθιζήσεων και στροφών στην θεμελίωση.
- Το κόστος εφαρμογής της νέας μεθόδου είναι μικρότερο από αυτό της συμβατικής.
- Η εφαρμογή της «φυσικής» σεισμικής μόνωσης λειτούργησε ικανοποιητικά για τον φορέα, αφού για τους περισσότερους σεισμούς αυτός αποκρίθηκε ελαστικά.
- Αποδείχθηκε ότι οι παραμένουσες μετατοπίσεις, κυρίως η στροφή, λόγω ρευστοποίησης οδηγούν στην μείωση της απομένουσας αντοχής του βάθρου της γέφυρας. Για μελλοντικές φορτίσεις (σεισμός, φορτία κυκλοφορίας) είναι πιθανόν το βάθρο να ξεπεράσει την διαρροή του και να κινείται στον πλαστικό κλάδο του. Στην ακραία περίπτωση μεγάλου σεισμού εκτός των προβλέψεων σχεδιασμού (τριπλασιασμός χρονοϊστοριών), όπου το βάθρο θα περάσει την διαρροή του, τα κατακόρυφα φορτία της γέφυρας γίνονται κρίσιμα για την λειτουργία της. Ίσως στην επαναλειτουργία της γέφυρας, εάν αυτή είναι εφικτή, να χρειαστεί να περιοριστεί η διέλευση βαρέων οχημάτων ή ακόμα και να ελαττωθεί η κυκλοφορία της γέφυρας.

Διευκρίνιση: Ο σεισμός και η ρευστοποίηση μελετώνται ανεξάρτητα. Τα μέγιστα τους δεν συμπίπτουν. Όταν τα αδρανειακά μεγέθη της κατασκευής είναι σχετικά μικρά, δηλαδή προς το τέλος του σεισμού, εκδηλώνεται η ρευστοποίηση. Αρχικές συνθήκες για την ρευστοποίηση θεωρούνται οι εντάσεις του φορέα κατά την ολοκλήρωση του σεισμού.

Βιβλιογραφία

Βιβλία

- [7] A. K. Chopra, Dynamics of structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, New Jersey: Prentice-Hall, 2007.
- [10] Ι. Ψυχάρης, Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας. Σημειώσεις για το μάθημα του 9ου εξαμήνου: Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Αθήνα: Ε.Μ.Π., 2015.
- [11] Ι. Ψυχάρης, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών, Σημειώσεις για το μάθημα: Ειδικά θέματα αντισεισμικής τεχνολογίας, Αθήνα: Ε.Μ.Π., 2011.

Κανονισμοί

- [4] Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση, Υπουργείο Περιβάλλοντος Χωροταξίας και Δημοσίων Έργων, 2007.
- [5] European Committee for Standardization, Eurocode 1: Actions on structures, Brussels: CEN, 2002.
- [6] European Committee for Standardization, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Reinforced and prestressed concrete bridges, Brussels: CEN, 2005.
- [3] European Committee for Standardization, Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges, Brussels: CEN, 2011.
- [9] Κανονισμός Επεμβάσεων, Αθήνα: Ο.Α.Σ.Π., 2011.

Διπλωματικές εργασίες

- [1] Ι. Καλυβιώτης και Ι. Ψυχάρης, Διερεύνηση της ανελαστικής συμπεριφοράς πρότυπων πλαισίων από Ω.Σ. με χρήση του προγράμματος *OpenSees*, Αθήνα, 2011.

Ιστοσελίδες

- [2] “OpenSees,” Pacific Earthquake Engineering Research Center, [Online]. Available: <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [8] “Peer Ground Motion Database,” Pacific Earthquake Engineering Research Center, [Online]. Available: <http://ngawest2.berkeley.edu/site>.